Revista da Estrutura de Aço

Volume 4 | Número 1 Abril de 2015



ARTIGOS

Resistência de colunas de aço e mistas aço-betão em situação de incêndio – estudo experimental e numérico

António M. Correia e João P. Rodrigues

Partially encased beams: an experimental investigation at elevated and room temperatures

Paulo A. G. Piloto, Ana B. R. Gavilán, Luís M. R. Mesquita, Carlos Gonçalves

e Luisa Barreira

14

Avaliação do comportamento da ligação T-stub sujeita à temperatura ambiente e elevada

Pedro Barata, João Ribeiro, Constança Rigueiro,

Aldina Santiago e João Paulo Rodrigues

Encurvadura lateral de vigas metálicas de secção esbelta em situação de incêndio

Carlos Couto, Paulo Vila Real, Nuno Lopes e Bin Zhao

Comportamento à flexão de vigas em aço enformadas a frio em situação de incêndio

Luís Laím e João Paulo C. Rodrigues

Prefácio

A segurança contra incêndio dos edifícios (SCIE) e, nesse particular, a segurança das estruturas em situação de incêndio (SESI) são hoje uma realidade inquestionável na vida das sociedades modernas que exigem cada vez maiores padrões de conforto e segurança. A pesquisa e desenvolvimento nessas áreas têm tido um desenvolvimento acelerado a nível mundial a que Portugal e Brasil não têm ficado alheios. Esse desenvolvimento vai desde a descoberta de novos sistemas de combate a incêndio ou de deteção de incêndio, passando pela própria organização e gerenciamento da segurança, até aos novos métodos de dimensionamento e projeto de estruturas em situação de incêndio. As universidades e os centros de pesquisa a nível mundial têm realizado muitos projetos, principalmente na área das estruturas em situação de incêndio, que permitiram esses desenvolvimentos, muitos deles transpostos para normas internacionais ou códigos de projeto. Portugal e Brasil estão na linha da frente nesse aspeto, acompanhados por Espanha, sendo por isso motores de desenvolvimento da área no espaço Ibero-latino-americano.

Mesmo com todos esses desenvolvimentos ainda continuam a existir incêndios em edifícios, um pouco por todo o mundo que destroem bens e ceifam vidas humanas. Esses acidentes acontecem por falta de regulamentação, incúria ou desconhecimento. Não interessa recordar aqui episódios tristes do passado recente que deixam na nossa alma um profundo sentimento de consternação, mas devemos refletir com esses acontecimentos e concluir que muito ainda há a fazer nessa área no espaço ibero-latino-americano. Será muito importante organizar a regulamentação e normatização nesses países nos próximos anos, aplicar as mesmas de forma responsável e consciente e não andar a reboque dos acontecimentos.

A regulamentação na área da SCIE e SESI é já vasta e bastante evoluída, onde Portugal e Brasil têm desenvolvido um papel importante no seu desenvolvimento e aplicação em seus países. Todavia o conhecimento do meio técnico não é tão evoluído como seria desejado. A realidade hoje é bem melhor que uma década atrás, mas ainda há muito a fazer ao nível da formação. Em Portugal, a universidade de Coimbra tem nesse momento um mestrado e um doutorado em engenharia de segurança ao incêndio, mas mesmo assim essa área tarda em ser reconhecida, como um ramo da engenharia, por algumas associações profissionais mais tradicionais. No Brasil, a realidade é um pouco pior, pois ainda não existem cursos superiores ao nível do mestrado e doutorado de reconhecimento nacional e tardam a aparecer muito por conta do engessamento burocrático do sistema. Ao nível dos cursos médios a realidade é melhor pois em ambos os países têm havido cursos em várias áreas da SCIE.

Ultrapassando um pouco a esfera dos projetistas e dos académicos, temos os bombeiros e os agentes de defesa civil. Esses são talvez os que mais têm exigido o desenvolvimento da área em ambos os países. E aqui deve-se dizer que o Brasil vai na frente, porque conta com bombeiros profissionais motivados e na busca constante do conhecimento, fruto de uma carreira profissional devidamente estruturada. Os bombeiros Brasileiros têm profissionais devidamente qualificados ao nível técnico, não só no combate ao incêndio como também na área da análise de projeto e na regulamentação. A realidade Espanhola também é boa a esse nível, mas Portugal e os demais países da América Latina têm ainda que encarar o problema de frente e reestruturar essas carreiras profissionais para uma maior eficácia desses profissionais.

A realidade da área tem evoluído muito nos últimos anos no espaço ibero-latinoamericano, mas muito há ainda a fazer e, aqui, a comunidade de países de língua portuguesa e espanhola poderiam em conjunto fomentar esse desenvolvimento, com a realização de projetos de pesquisa, normas, regulamentos, cursos de formação e outras ações. Os CILASCI – Congressos Ibero-Latino-Americanos em Segu-

rança Contra Incêndio, organizados pela ALBRASCI – Associação Luso-Brasileira para a Segurança Contra Incêndio (www.albrasci.com), são um exemplo duma ação que tende a juntar esses países em torno da área da SCIE. Esses congressos pretendem ser espaços de debate sobre as diferentes temáticas da segurança contra incêndio, onde profissionais de diferentes áreas, académicos, bombeiros e demais públicos apresentam e discutem os últimos avanços. Após o sucesso do primeiro congresso (CILASCI 1) que ocorreu em 2011, em Natal, no Brasil, realizou-se em Coimbra, Portugal, em Maio de 2013, o segundo congresso (CILASCI 2) que também ele foi um êxito com a apresentação de trabalhos de grande qualidade. Os melhores trabalhos na área da segurança as estruturas de aço em situação de incêndio foram selecionados para publicação nesta nova revista da estrutura de aço do CBCA. Esta revista tem publicado artigos científicos de grande valor na área da construção em aço e dedica esta edição especial ao CILASCI 2 e às estruturas de aço em situação de incêndio. Assim, deixo-vos com mais essa excelente ação para a promoção da pesquisa e desenvolvimento e difusão do conhecimento pelo meio técnico da área da segurança das estruturas em situação de incêndio.

João Paulo Correia Rodrigues Professor de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra em Portugal Presidente da ALBRASCI Coordenador da Comissão Organizadora do CILASCI 2



Volume 4. Número 1 (abril/2015). p. 01-13

RESISTÊNCIA DE COLUNAS DE AÇO E MISTAS AÇO-BETÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO – ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO

António M. Correia¹ e João P. Rodrigues^{2*}

¹ Instituto Superior de Engenharia de Coimbra/Instituto Politécnico de Coimbra, Rua Pedro Nunes – Quinta da Nora 3030-199 Coimbra, antonio.correia@isec.pt ² Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra, Rua Luís Reis Santos – Pólo II 3030-788 Coimbra, jpaulocr@dec.uc.pt

Resumo

O objetivo deste trabalho foi estudar colunas de aço e mistas de aço-betão em edifícios, em situação de incêndio. Foi estudada a influência de vários parâmetros como a rigidez da estrutura circundante, o nível de carregamento, e a esbelteza das colunas. Os resultados dos ensaios experimentais foram comparados com simulações numéricas, reproduzindo as condições a que as colunas estão sujeitas em edifícios. A principal conclusão do estudo foi que a resistência ao fogo de colunas de aço é praticamente independente da rigidez da estrutura circundante, dependendo principalmente da esbelteza e do nível de carregamento.

Palavras-chave: Fogo, Resistência, Coluna, Aço, Betão.

Abstract

The purpose of this work was to study steel and composite steel-concrete columns in buildings, under fire situation. The influence of several parameters was studied, such as the stiffness of the surrounding structure, the load level, and the slenderness of the columns. Results of the experimental tests were compared with numerical simulations, reproducing the conditions to which the columns are subject to, in real buildings. The main conclusion of the study was that the fire resistance of steel columns is practically independent of the stiffness of the surrounding structure, depending mainly of the slenderness and the load level.

Keywords: Fire, Resistance, Column, Steel, Concrete

1 Introdução

O comportamento ao fogo de colunas de aço em edifícios tem sido estudado por um grande número de investigadores. Contudo, grande número destes estudos não considera de forma adequada a interação com a estrutura circundante [1, 2].

Neste trabalho, foi construída uma instalação experimental, constituída por um pórtico de restrição tridimensional e um pórtico de reação, onde foi suspenso um cilindro

hidráulico que foi utilizado para aplicar a carga de serviço na coluna em estudo [3]. Um forno elétrico modular, com 2,5m de altura foi utilizado para aplicar a ação térmica, seguindo a curva ISO 834.

Este trabalho foi constituído por uma parte experimental e outra numérica. Nos ensaios experimentais, foram ensaiadas 12 colunas de aço, e 12 colunas mistos açobetão, com betão entre os banzos. No estudo numérico, foram realizadas 60 simulações numéricas para as colunas de aço e 12 para as colunas mistas, as mesmas estudadas experimentalmente.

2 Ensaios Experimentais

Nos ensaios experimentais em colunas de aço, foram ensaiadas colunas de aço HEA 200 e HEA160, inseridas numa estrutura circundante, com 30% e 70% do valor de cálculo da carga de encurvadura prevista segundo a EN1993-1.2 [2] e com valores da rigidez da estrutura circundante de 13, 45 e 128 kN/m. Nas colunas mistas aço-betão os mesmos casos foram alvo de análise.

As figuras 1 a 3 mostram a instalação experimental e as colunas após o ensaio.



Figura 1 – Instalação Experimental Figura 2 – Coluna mista Figura 3 – Coluna de aço



Figura 4 – Esquema das colunas de aço Figura 5 – Esquema das colunas mistas



Figura 6 – Seções transversais das colunas mistas (a) PM200 (HEA200) (b) PM160 (HEA160)

As figuras 4 a 6 mostram esquemas das colunas com as definições em altura das seções transversais, e detalhes com a geometria dessas seções, para ambos os tipos de colunas. O quadro 1 apresenta o plano dos 24 ensaios experimentais em colunas de aço e mistas.

Ensaios (Colunas de aço)	Perfil	Rigidez da estrutura (kN/m)	Carregamento (kN)	ito Ensaios (Colunas mistas)		Rigidez da estrutura (kN/m)	Carregamento (kN)
PA200-K13-NC0.7	HEA200	13	999,8 (70%)	PM160-K128-NC0.3	HEA160	128	261 (30%)
PA160-K13-NC0.7	HEA160	13	621 (70%)	PM160-K128-NC0.7	HEA160	128	610 (70%)
PA200-K13-NC0.3	HEA200	13	428 (30%)	PM200-K128-NC0.3	HEA200	128	508 (30%)
PA160-K13-NC0.3	HEA160	13	266 (30%)	PM200-K128-NC0.7	HEA200	128	1185 (70%)
PA160-K45-NC0.7	HEA160	45	621 (70%)	PM160-K45-NC0.3	HEA160	45	261 (30%)
PA160-K45-NC0.3	HEA160	45	266 (30%)	PM160-K45-NC0.7	HEA160	45	610 (70%)
PA200-K45-NC0.7	HEA200	45	999,8 (70%)	PM200-K45-NC0.3	HEA200	45	508 (30%)
PA200-K45-NC0.3	HEA200	45	266 (30%)	PM200-K45-NC0.7	HEA200	45	1185 (70%)
PA200-K128-NC0.3	HEA200	128	428 (30%)	PM160-K13-NC0.3	HEA160	13	261 (30%)
PA160-K128-NC0.3	HEA160	128	266 (30%)	PM160-K13-NC0.7	HEA160	13	610 (70%)
PA200-K128-NC0.7	HEA200	128	999,8 (70%)	PM200-K13-NC0.3	HEA200	13	508 (30%)
PA160-K128-NC0.7	HEA160	128	621 (70%)	PM200-K13-NC0.7	HEA200	13	1185 (70%)

Quadro 1 – Plano dos ensaios experimentais em colunas de aço e mistas aço-betão

3 Simulações Numéricas

Em termos numéricos, foram realizadas várias simulações recorrendo ao programa de elementos finitos ABAQUS, para diferentes valores de carga de rotura prevista segundo a EN1993-1.2 [2]. Principalmente para as colunas de aço, o estudo paramétrico foi bastante abrangente contemplando diferentes níveis de carregamento nomeadamente 30%, 50% e 70% da carga de encurvadura à temperatura ambiente, diferentes valores de rigidez da estrutura circundante, 13, 45 e 128 kN/m, em colunas com cinco comprimentos diferentes entre 2,5m e 6,4m, variando assim a esbelteza entre 35,1 e 90. A figura 7 mostra a forma de simular os diferentes valores de rigidez da estrutura circundante.



Figura 7 - Modelo do pórtico de restrição tridimensional para diferentes valores da rigidez da estrutura circundante (a) K=13 kN/mm (b) K=45 kN/mm (c) K=128 kN/mm

O estudo numérico foi bastante rigoroso, tendo sido feita uma análise geométrica e material não linear com imperfeições da estrutura e das colunas de ensaio. A figura 8 (a) a (c) mostram a aplicação das ações térmicas a diferentes alturas das colunas, com diferentes temperaturas ambiente, conforme os resultados dos ensaios experimentais. No estudo paramétrico, as temperaturas foram consideradas uniformes a toda a altura das colunas de acordo com a curva ISO 834.



Figura 8 - Detalhes dos modelos numéricos

A figura 8 (d) mostra um pormenor das interações entre partes do modelo, tendo sido utilizadas interações "tie constraint", do tipo master-slave. A figura 8 (e) mostra os elementos finitos selecionados no topo das colunas para a determinação dos esforços axiais desenvolvidos durante os ensaios, pela integração das tensões normais nestes elementos finitos. A figura 8 (f) mostra a aplicação das cargas no topo da estrutura, em vários pontos, por forma a evitar o esmagamento do aço no ponto de aplicação.

A figura 9 mostra o processo da aplicação das cargas na coluna de ensaio. Por forma a permitir direcionar as cargas aplicadas totalmente para a coluna central, as ligações entre as vigas superiores e as colunas periféricas foram realizadas com varões, que permitiam o deslocamento para baixo, aquando da aplicação da carga, e ligação rígida após a carga totalmente aplicada, para aplicação das ações térmicas.

O Quadro 2 mostra o plano das 60 simulações numéricas em colunas de aço, fazendo variar 3 níveis de carregamento, 5 comprimentos e 4 valores da rigidez da estrutura

circundante. Para as colunas mistas, o plano das simulações numéricas coincidiu com o plano de ensaios experimentais.



Figura 9 - Método de aplicação das cargas nas simulações numéricas

Referência do ensaio	Rigidez da estrutura circundante (kN/mm)	l _c (m)	λ	Nível de carregamento (%)	P₀ (kN)
Ki-30 - λ 35.1		2.50	35.1		495.7
Ki-30 - λ 50.6		3.60	50.6		428.5
Ki-30 - λ 65.4	i- 13 45	4.65	65.4	30	359.5
Ki-30 - λ 80.1	128 e ∞	5.70	80.1		293.5
Ki-30 - λ 90		6.40	90.0		254.8
Ki-50 - λ 35.1		2.50	35.1		826.1
Ki-50 - λ 50.6		3.60	50.6		714.2
Ki-50 - λ 65.4		4.65	65.4	50	599.1
Ki-50 - λ 80.1		5.70	80.1		489.1
Ki-50 - λ 90		6.40	90.0		424.6
Ki-70 - λ 35.1		2.50	35.1		1156.6
Ki-70 - λ 50.6		3.60	50.6		998.8
Ki-70 - λ 65.4		4.65	65.4	70	838.8
Ki-70 - λ 80.1		5.70	80.1		684.8
Ki-70 - λ 90		6.40	90.0		594.5

Quadro 2 – Plano das simulações numéricas em colunas de aço

4 Resultados

Neste capítulo, apresentam-se os resultados deste estudo. Os primeiros gráficos apresentados na figura 10 referem-se à calibração dos modelos numéricos. A figura 10 mostra a comparação da evolução das forças de restrição para os ensaios experimentais e modelos numéricos, para um coluna de aço e outra mista aço-betão. Pode observar-se pelos gráficos desta figura uma ótima correlação entre os ensaios e as modelações numéricas para ambos os tipos de coluna.

A figura 11 mostra os resultados numéricos dos tempos críticos para as colunas mistas. Pode observar-se que para as duas seções PM160 e PM200, com o nível de carregamento 70%, a resistência das colunas não é influenciada pela rigidez da estrutura circundante. Essa resistência só é influenciada para um nível de carregamento de 30%, variando de 70 minutos para cerca de 50 minutos, no caso da coluna PM200, e de 50 minutos para 40 minutos no caso da seção PM160.



Figura 10 - Comparação das forças de restrição entre resultados experimentais e numéricos (a) Coluna de aço PM160-K45-NC0.3 (b) Coluna mista PM160-K128-NC0.7



Figura 11 - Tempos críticos para as colunas mistas em função da rigidez da estrutura Na figura 12 pode observar-se a evolução das forças de restrição para as colunas de aço. Pode observar-se que para valores baixos da esbelteza (entre 35 e 50), as curvas são mais suaves enquanto para valores superiores (entre 50 e 90) os gráficos apresentam picos bem definidos.

Com o objetivo de desenvolver um método simplificado para a determinação da resistência ao fogo das colunas de aço, foi realizado este estudo paramétrico, fazendo

variar alguns parâmetros importantes no comportamento das colunas, como sejam a esbelteza, o nível de carregamento, e a rigidez da estrutura circundante. Nas Figuras 13 e 14, as temperaturas críticas e os tempos críticos foram graficados para diferentes níveis de carregamento e rigidez da estrutura circundante em função da esbelteza. A temperatura crítica é definida como sendo a temperatura média da coluna de aço, quando as forças de restrição após aumentarem e posteriormente diminuírem, voltam a igualar o valor da carga inicialmente aplicada. A definição de tempo crítico, corresponde ao intervalo de tempo desde o início do ensaio, até ao instante referido.

4,0

3,5









Figura 12 - Evolução das forças de restrição P/P₀, para colunas de aço com rigidez da estrutura circundante 45 kN/mm, para diferentes valores da esbelteza (a) Nível de carregamento 0.3 (b) Nível de carregamento 0.7

Na Figura 13 pode ser observada a redução das temperaturas críticas com o aumento da esbelteza da coluna. Contudo, a redução é mais acentuada para colunas com maior nível de carregamento. A análise dos gráficos, englobando diferentes valores da rigidez da estrutura circundante, 13, 45 e 28 kN/mm, bem como rigidez axial infinita, permite concluir que a rigidez da estrutura circundante não influencia as temperaturas críticas, e portanto, as resistências ao fogo das colunas.



Figura 13 - Temperaturas críticas para diferentes valores do nível de carregamento e rigidez da estrutura circundante, em função da esbelteza

Pela observação da Figura 14, pode dizer-se que as conclusões tiradas para as temperaturas críticas são válidas para os tempos críticos. Também é possível constatar a grande influência do aumento do nível de carregamento na redução da resistência ao fogo. Quanto maior é o nível de carregamento menor é o tempo crítico das colunas e portanto a resistência ao fogo.



Figura 14 - Tempos críticos para diferentes valores do nível de carregamento e rigidez da estrutura circundante em função da esbelteza

Nos Quadros 3 e 4 apresentam-se as expressões analíticas para a determinação de temperaturas críticas e tempos críticos em colunas de aço inseridas em estruturas.

Quadro 3 – Expressões analíticas para o cálculo das temperaturas críticas e tempos críticos de colunas de aço para esbeltezas 35<λ<50

NC=0.3							
$T_{cr} = 599 - 1.16(\lambda - 35.1)$	$t_{cr} = 12.6 - 0.077(\lambda - 35.1)$						
NC=0.5							
$T_{cr} = 528 - 1.03(\lambda - 35.1)$	$t_{cr} = 10.1 - 0.045(\lambda - 35.1)$						
NC=0.7							
$T_{cr} = 462 - 1.93(\lambda - 35.1) \qquad t_{cr} = 8.2 - 0.045(\lambda - 35.1)$							

Quadro 4 – Expressões analíticas para o cálculo das temperaturas críticas e tempos

críticos de colunas	de aço	para esbeltezas	50<λ<90
---------------------	--------	-----------------	---------

NC=0.3							
$T_{cr} = 0.025(\lambda - 50.6)^2 - 2.61(\lambda - 50.6) + 582$	$t_{cr} = 0.0012(\lambda - 50.6)^2 - 0.10(\lambda - 50.6) + 11.4$						
NC=0.5							
$T_{cr} = 0.035(\lambda - 50.6)^2 - 3.87(\lambda - 50.6) + 515$	$t_{cr} = 0.0013(\lambda - 50.6)^2 - 0.11(\lambda - 50.6) + 9.4$						
NC=0.7							
$T_{cr} = 0.066(\lambda - 50.6)^2 - 6.79(\lambda - 50.6) + 436 \qquad t_{cr} = 0.0014(\lambda - 50.6)^2 - 0.13(\lambda - 50.6) + 7.56(\lambda $							

O método analítico aqui proposto tem a vantagem de ser muito simples de utilizar: calculando a esbelteza da coluna, e considerando um determinado nível de carregamento, os tempos críticos e as temperaturas críticas podem ser obtidos diretamente pelas fórmulas apresentadas. Para níveis de carregamento diferentes dos adotados, 30, 50 e 70%, podem ser feitas interpolações entre os valores obtidos para os níveis referidos. A principal limitação deste método é o fato de apenas ser aplicável para colunas de aço totalmente envolvidas pelo fogo, enquanto a estrutura circundante foi considerada não aquecida. Não foi portanto tida em conta a expansão térmica das vigas adjacentes à coluna nem o contato com paredes divisórias.

5 Conclusões

Deste trabalho de investigação, foram tiradas conclusões importantes sobre o comportamento de colunas de aço e mistas aço-betão, em estruturas. A principal conclusão aponta para o fato da resistência ao fogo não ser influenciada pelo valor da rigidez da estrutura circundante. Na maioria dos casos, verificou-se que a resistência

ao fogo é praticamente a mesma, seja qual for o valor da rigidez da estrutura circundante.

Em geral, em edifícios reais, um aumento da restrição axial corresponde também a um aumento da rigidez rotacional. Enquanto a restrição axial leva a uma redução da resistência ao fogo das colunas, a rotacional provoca um aumento dessa mesma resistência. No presente estudo, a redução das temperaturas críticas e tempos críticos com o aumento da rigidez da estrutura circundante foi praticamente inexistente. Só se verificou para as colunas mistas aço-betão, com nível de carregamento baixo. Esta constatação leva a concluir que a rigidez da estrutura circundante não tem um papel muito significativo no comportamento das colunas em caso de incêndio.

A formulação analítica para a determinação da resistência ao fogo das colunas apresentada neste artigo, pode portanto considerar as colunas com a dilatação térmica totalmente restringida, ou seja, rigidez axial infinita, pois as resistências ao fogo das colunas são praticamente independentes dos valores dessa restrição. As conclusões aqui apresentadas para as colunas de aço são válidas para intervalos de esbeltezas entre 35 e 90, níveis de carregamento entre 0,3 e 0,7, e qualquer valor de restrição axial, até colunas totalmente restringidas.

O nível de carregamento foi o parâmetro com maior influência no estudo. Aumentando o nível de carregamento, dá-se uma redução considerável nas temperaturas críticas e nos tempos críticos das colunas.

A esbelteza das colunas também mostrou ter uma influência importante nas temperaturas e tempos críticos.

Também se concluiu que a rigidez rotacional tem um papel importante na resistência ao fogo destas colunas.

Relativamente às colunas mistas aço-betão, mais conclusões e a proposta de métodos analíticos de previsão da resistência ao fogo, carecem de um maior números de simulações numéricas variando os mesmos parâmetros.

6 Agradecimentos

Os autores agradecem à Fundação Ciência e Tecnologia (FCT) do Ministério da Ciência e Ensino Superior (MCES) pelo apoio financeiro no âmbito do projeto de investigação PTDC/ECM/65696/2006 e às empresas Metalocardoso S.A e A. Costa Cabral SA pela cedência de perfis metálicos para a realização dos ensaios experimentais.

7 Referências bibliográficas

- [1] EN 1993-1.1 (2005). Eurocode 3 Design of steel structures Part 1.1: General Rules and rules for buildings. CEN, Brussels.
- [2] EN 1993-1.2 (2005). Eurocode 3 Design of steel structures Part 1.2: General Rules - Structural fire design. CEN, Brussels.
- [3] Correia, A.J.M. Fire Resistance of Steel and Composite Steel-Concrete Columns, PhD Thesis, University of Coimbra, 2008, 500 p.
- [4] G.-Q Li, P. Wang and Y. Wang *Behavior and design of restrained steel column in fire, Part 1: Fire test*, Journal of Constructional Steel Research, 66 (2010), pp 1138-1147.
- [5] F. Ali and D. O'Connor, Structural Performance of rotationally restrained steel columns in fire, Fire Safety Journal 36, (2001), pp. 679-691.
- [6] Y.C. Wang and J.M. Davies, An experimental study of non-sway loaded and rotationally restrained steel column assemblies under fire conditions: analysis of test results and design calculations, Journal of Constructional Steel Research 59, (2003), pp. 291-313.
- Y.C. Wang and J.M. Davies, *Fire tests of non-sway loaded and rotationally restrained steel column assemblies*, Journal of Constructional Steel Research 59, (2003), pp359-383.
- [8] K.-C. Yang, S.-J. Chen, C.C. Lin and H.-H. Lee, *Experimental study on local buckling of fire-resisting steel columns under fire load*, Journal of Constructional Steel Research 61, (2005), pp. 553-565.

- K.-C. Yang, H.-H. Lee and O. Chan, *Performance of steel H columns loaded under uniform temperature*, Journal of Constructional Steel Research 62, (2006), pp. 262-270.
- [10] K.-C. Yang, H.-H. Lee and O. Chan, *Experimental study of fire-resistant steel H-columns at elevated temperature*, Journal of Constructional Steel Research 62, (2006), pp. 544-553.
- [11] K.-C. Yang, and R. Hsu, Structural behavior of centrally loaded steel columns at elevated temperature, Journal of Constructional Steel Research 65, (2009), pp. 2062-2068.
- [12] K.-H. Tan, W.-S. Toh, Z.-F. Huang and G.H. Phng, Structural responses of restrained steel columns at elevated temperatures. Part 1: Experiments, Engineering Structures, 29, (2007), pp. 1641-1652.
- [13] G.-Q Li, P. Wang and Y. Wang, *Behavior and design of restrained steel column in fire, Part 1: Fire test*, Journal of Constructional Steel Research, 66 (2010), pp. 1138-1147.



Volume 4. Número 1 (abril/2015). p. 14-31

Partially encased beams: an experimental investigation at elevated and room temperatures

Paulo A. G. Piloto^{1*}, Ana B. R. Gavilán², Luís M. R. Mesquita¹, Carlos Gonçalves¹ e Luisa Barreira¹

¹ ESTIG, Polytechnic Institute of Bragança, Campus Santa Apolónia, 5301-857 Bragança, <u>ppiloto@ipb.pt</u>, <u>Imesquita@ipb.pt</u>, <u>carlosajgoncalves@gmail.com</u>, <u>Ibarreira@ipb.pt</u>

² EPSZ, University of Salamanca, Campus Viriato, Avda. Cardenal Cisneros, 34, 49022 - ZAMORA, <u>aramos@usal.es</u>

Vigas parcialmente embebidas: Uma investigação experimental a

temperaturas elevadas e ambiente

Abstract

The bending performance of twenty seven beams was compared at different temperature levels (20, 200, 400 and 600 °C), using the four-point bending test setup. Tests consider only one composite cross section, two beam lengths and two different shear conditions for stirrups. The performance of PEBs (Partially Encased Beams) was compared to bare steel I beams. Progressive damage of concrete occurred during experiments. Normal cracks due to tensile stress were the most visible ones, while crushing of concrete occurred due to developing of compressive stress and deforming mode shape. All tested beams attained lateral torsional buckling for deformed shape mode, with exception to those tested at 600 °C. The bending stiffness of PEBs at room temperature is 15% higher than bare steel beam, being the post buckling deformation quite different.

Keywords: Partially Encased Beams; Composite Steel and Concrete Section; Bending Resistance; Elevated and Room Temperatures, Experimental Tests.

Resumo

O Comportamento à flexão de vinte e sete vigas foi comparado para diferentes níveis de temperatura (20, 200, 400 e 600 °C), utilizando ensaios de flexão de quatro pontos. Foi consiederada apenas uma seção transversal composta, dois comprimentos de viga e duas condições diferentes de adesão para os estribos. O desempenho de vigas parcialmente embebidas (PEBs) foi comparado com vigas em aço. O dano progressivo de betão ocorreu durante todos os ensaios. As fissuras por tração foram os mais visíveis, enquanto que o esmagamento do betão ocorreu pelo desenvolvimento de tensões de compressão e modo de deformação. Todas as vigas ensaiadas atingiram o modo de deformação de encurvadura lateral torsional, com exceção dos ensaios realizados 600 °C. A rigidez à flexão de PEBs à temperatura ambiente é 15% maior do que vigas em aço, sendo a deformação pós encurvadura bastante diferente.

Palavras-chave: Vigas Parcialmente Embebidas; Secção Mista de Aço e Betão; Resistência à Flexão; Temperaturas Elevadas e Ambiente; Ensaios Experimentais.

* Autor correspondente

1 Introduction

Partially Encased Beams (PEBs) are composite steel and concrete elements that present several advantages with respect to bare steel beams. They are usually built with hot rolled sections with encased concrete between flanges. There are different design solutions, considering the type of longitudinal reinforcement of concrete, stirrup configuration and material strength. The reinforced concrete between flanges is responsible for increasing fire resistance, load bearing and stiffness, without enlarging the overall size of bare steel cross section. Fire design, according to European standard EN1994-1-2 CEN (2005), is valid for composite beams, based on tabulated methods (considering simple supporting conditions and standard fire exposure) based on prescriptive geometry to a certain fire rating (time domain). The simple calculation method may also be applied to PEBs, using fire resistance on load domain, assuming no mechanical resistance of the reinforced concrete slab (considering simple supporting conditions and standard heating from three sides). The effect of fire on the material characteristics is taken into account, either by reducing the dimensions of the parts or by reducing the characteristic mechanical properties of materials.

Partially Encased Beams (PEBs) and Columns (PECs) have been widely tested at room temperature, but only a small number of experiments under fire and elevated temperature conditions have been reported. Kindmean et al. (1993), performed thirteen tests on PEBs with and without concrete slabs, showing the importance of the reinforced concrete between flanges in determining the ultimate bending moment. This research caused the revision of Eurocode 4 (pre-standard) for the design of partially encased composite beams, to include the effect of the encased material for load bearing resistance and deflection calculations. Hosser et al. (1994), carried out four experimental tests on simply supported composite PEBs, connected to reinforced concrete slabs, under fire conditions. Temperature changes were registered at different locations, including the PEBs cross section. Authors also presented results from finite element analysis, concluding that the effective width of the slab depends on the transversal longitudinal shear reinforcement. Lindner and Budassis (2000), tested lateral instability at room temperature using twenty two full-scale PEB with two

different steel sections under three-point bending test. A new design proposal for lateral torsional buckling was proposed, taking into consideration the torsional stiffness of concrete. Maquoi et al. (2002), improved and implemented the knowledge on lateral torsional buckling of beams, including PEBs, and prepared design rules that were not satisfactorily covered by the existing standards. The research was experimentally oriented and numerically validated. The elastic critical moment and the ultimate lateral torsional buckling moment were revised and improved. Assi et al. (2002), developed a theoretical and experimental study on the ultimate moment capacity of PEBs. These authors performed twelve bending tests, on specimens with four different IPE cross sections, to investigate the contribution of different types of concrete. Regardless the type of concrete, the encasement significantly enhances the load carrying capacity of bare steel sections. Makamura et al. (2003), tested three partially encased girders with longitudinal rebars and transversal rebars (welded (W) and not welded (NW) to flanges). The bending strength of the partially encased girder was almost two times higher than conventional bare steel girders. Authors concluded that the specimen with rebar not welded (NW) to flanges presented a decrease of 15 % for maximum load bearing when compared to the welded rebar (W) specimen, due to reduced concrete confinement. More recently, Kodaira et al. (2004), decided to determine fire resistance of eight PEBs, with and without concrete slabs. Authors demonstrated that reinforcement is effective during fire. The numerical method did not well predict temperature measurements, even though the global thermomechanical behaviour seemed to present results, broadly, in agreement with experiments. In 2008, Elghazouli et al (2008), performed ten full scale tests on PEBs. The experimental analysis was focused on inelastic performance, considering major and minor-axis bending tests. Authors discussed several parameters (strain hardening of steel, concrete confinement, extension of section yielding) related to capacity and ductility with relevance to design and assessment procedures. Nardin et al (2009), studied the static behaviour of three composite PEBs under flexural loading at room temperature, testing some alternative positions for shear studs (vertically welded to flanges and horizontally welded to web), using one type of mono-symmetric steel section. Experimental results confirmed that studs are responsible for the composite action and increase bending resistance, especially when the studs are vertically welded

on the bottom flange. Authors also developed an analytical method to estimate the bending capacity of PEBs, according to experimental results. A. Correia and João P. Rodrigues (2011), studied the effect of load level and thermal elongation restraint on PECs, built with two different cross sections, under fire conditions. They concluded that the surrounding stiffness had a major influence on fire element behaviour for lower load levels. The increasing of the surrounding stiffness was responsible for reducing critical time. Critical time remained practically unchanged for higher load levels. Recently, Paulo Piloto et al (2013), tested fifteen PEB under fire conditions (small series) using three-point bending test to determine fire resistance. Results revealed the dependence of fire resistance on load level. Particular emphasis was given to the critical temperature on the composite section.

The experimental investigation presented in this paper aims to analyse the bending performance of PEBs using four point bending test set-up, heated from two sides (top and bottom flanges), after stabilizing temperature level (200, 400 and 600 °C). The bending resistance of PEBs is also compared with bare steel beams at room temperature. Two different beam lengths were considered (medium and large series), using one cross section type (IPE100) with two different shear conditions between stirrups and the web of the profile (W- welded and NW- not welded).

2 Experimental investigation

Twenty seven specimens were tested, using four-point bending setup, were divided into ten testing series. Two or three tests were considered for repeatability in each series and the results agree very well. Specimens were tested using a steel portal reaction frame, with two fork supports, see figure 1. Room temperature tests were developed in one single stage, using small increments of load, while elevated temperature tests were developed in two stages. The first stage was used to heat the beam along the length "Lf", using a constant heating rate of 800 °C/h and a specific dwell time to achieve constant temperature. During the second stage, temperature was kept constant using small increments of load.



Figure 1: Testing conditions and main cross sections.

Tests developed at elevated temperatures used electro-ceramic resistances to increase and sustain temperature during loading. Five different cross sections along each beam were defined to measure temperature (S1, S1A, S2, S3A and S3), and one cross section (SM) was defined to measure strain, displacements (vertical ZG, lateral YG) and cross section rotation θ G.

2.1 specimens

PEBs were prepared by filling the space between the flanges of a steel IPE100 profile, using reinforced concrete (RC). Partially encased sections achieve higher fire resistance when compared to bare steel sections. The increase in fire resistance is due to the encased material, reducing the exposed steel surface area, introducing concrete which has a low thermal conductivity. Higher fire resistance can also be achieved by increasing the amount of reinforcement to compensate for the reduction of steel strength in case of fire. Two different shear conditions for stirrups were defined (W and NW), both represented in figure 2. According to EN1994-1-1 CEN (2004) this composite steel and concrete section is classified as class 1.



Figure 2: Cross section geometry and plastic stress distribution

PEBs were made with steel S275 JR for the profile, using encased concrete with siliceous aggregates. Four longitudinal steel B500 rebar were applied with diameter of 8 mm. Stirrups were designed with B500 rebar with a diameter of 6 mm, spaced every 167 mm. Stirrups were also partially welded to the longitudinal steel reinforcement, as represented in figure 2. The plastic neutral axis is referred to "epl", reinforced concrete block dimensions are represented by "b1" and "h1", while "er" represents the relative position of reinforcement. The plastic moment was calculated using characteristic values for material properties, assuming certain hypotheses based on stress field, see figure 2 and eqs. 1-2, Lindner et al (2000).

$$M_{pl} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} - 2 \cdot f_{yk} t_{w} \cdot \left(0.5h_{l} - e_{pl}\right)^{2} / 2 + f_{ck} \cdot 2b_{l} \cdot e_{pl} \left(0.5h_{l} - 0.5e_{pl}\right) + 2 \cdot A_{r} \cdot \left(f_{sk} - f_{ck}\right) \left(h - 2 \cdot e_{r}\right)$$
(1)

$$M_{pl,\theta} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} \, k_{y\theta} - 2 \cdot f_{yk} \, k_{y\theta} t_w \cdot (0.5h_l - e_{pl})^2 / 2 + f_{ck} \, k_{c\theta} \cdot 2b_l \cdot e_{pl} \left(0.5h_l - 0.5e_{pl} \right) + 2 \cdot A_r \cdot (f_{sk} \, k_{s\theta} - f_{ck} \cdot k_{c\theta}) (h - 2 \cdot e_r)$$
(2)

21

2.2 Instrumentation

PEBs were prepared to be tested at room temperature, measuring strain in central section (SM), over steel flange and web, in hot rolled section (SM-WS and SM-FS) and over concrete (SM-RS1 and SM-RS2). Whereas perfect bond was considered between concrete and reinforcement, concrete strain was measured on steel reinforcement; for the latter measurement, rebars were machined 1 mm in depth and 15 mm in length, in respect to the dimensions of the electrical strain gauge. Five strain gauges (HBM reference 1-LY11-6/120) were used. All strain gauges were protected with gloss (Vishay reference M-coat A) and special viscous putty (HBM reference Ak22) against moisture, water and mechanical damage. PEB were also prepared to be tested at elevated temperatures, using thermocouples type K positioned in five sections along the length of the beam. Thermocouples were positioned in place, using the spot welding machine. For the concrete temperature measurements, positions Si-IC and Si-OC, thermocouples were welded to a small steel washer, wrapped in concrete, see figure 3.



Figure 3: Instrumentation with strain gauges (left) and thermocouples (rght).

2.3 Materials

Each steel material was characterized according to international standards ISO (2004) for hot rolled and cold formed steel. Three samples were collected from the web of steel hot rolled profile and two more samples were collected from steel reinforcement. The average value for the elastic modulus of the steel profile was 197.9 GPa and the average values for the R_{eH^-} upper yield strength (f_{yk}) was 302 MPa. The values for the cold formed steel (reinforcement) were respectively 203 GPa and 531 MPa, see table 1.

Properties	Steel profile	Steel profile	Steel reinforcement	Steel reinforcement	
	Average	Std. Dev.	Average	Std. Dev.	
E [GPa]	197.901	2.948	203.294	2.110	
R _{p.0.2%} [MPa]	300.738	6.720	524.993	3.521	
ReH [MPa] (f _{yk}) (f _{sk})	302.466	5.749	531.508	7.908	
ReL [MPa]	300.856	4.028	520.825	4.068	
Rm [MPa] (fu)	431.252	5.020	626.574	11.539	
At [%]	41.584	0.231	25.155	0.495	

Table 1: Tensile tests for hot rolled and cold formed steel.

Concrete was made with Portland cement, sand and siliceous aggregates. The concrete mixture was prepared for one cubic meter of concrete with sand mass equal to 1322.7 [kg], aggregate mass equal to 451.1 [kg], water equal to 198 [I] and cement equal to 466.7 [kg]. The ratio water/cement was 45 %. Aggregates were characterized by the sieving method and tested according to European standard IPQ (2000) to determine particle size dimension. Due to the small size of the steel section and considering the space available to cover the stirrups, small-sized aggregates were used. The percentage of aggregates with diameters between 4-6 mm was 90%, while the percentage of sand with diameters between 0.063-0.5 mm was 80%. The aggregate dimensions limit the value of the compressive resistance of concrete ($f_{ck,cube}$ =21.45 [MPa] and f_{ck} =20.36 [MPa]), as concluded by Keru et al (2001), see table 2. The high level of permeability at elevated temperature was responsible to decrease pore pressure. This fact justifies the absence of explosive spalling.

Table 2: Compressive tests results for concrete.

Properties	Cure [days]	Average	Std. Dev.	
f _{ck,cube} [MPa]	29	21.45	1.03	
f _{ck} [MPa]	29	20.36	0.30	

3 Experimental results

Four-point bending tests were performed to evaluate bending performance of PEBs at elevated and room temperature, see table 3. Bending resistance was compared to bare steel beams and characterized with several load events and deformed shape modes. All tests were performed at the laboratory of the Polytechnic Institute of Bragança.

Series	Specimen	Length Ls [m]	Stirrups [W/NW]	Temp. [°C]	Max. Imp [mm]	F _{Mpl} [N] (1)(2)	F _P [N]	F _y [N]	F _{L/30} [N]	F _u [N]
	B/2.4-01				2		11910	18890	24932	38864
1	B/2.4-02	2,4	W	400	2	32191	13627	21760	26583	31533
	B/2.4-03				2		12540	19920	24878	33568
	B/2.4-04				1		24770	31430	34060	36875
2	B/2.4-05	2,4	W	200	2	32877	26030	30350	32953	39042
	B/2.4-06				1		26580	31380	33930	34712
	B/2.4-07				1		13050	20610	24898	29000
3	B/2.4-08	2,4	NW	400	1	32191	12960	19270	25135	40861
	B/2.4-09				1		11920	20850	25722	33246
	B/2.4-10				2		27050	34966	35000	35015
4	B/2.4-11	2,4	W	room	0,5	32968	25960	35410	36360	37624
	B/2.4-12				3		26600	34600	35962	39246
	B/2.4-11A	2.4			1	26274	16107	-	-	29627
5	B/2.4-12A	2,4	-	room	2	26271	15530	-	-	28477
	B/3.9-01				2		11190	16370	22126	30204
6	B/3.9-02	3,9	W	400	5	32191	11920	16360	22715	27290
	B/3.9-03				3		11700	14850	22573	28337
	B/3.9-04				2		4110	9620	12641	22456
7	B/3.9-05	3,9	W	600	2	15086	4360	9750	12996	21662
	B/3.9-06				5		4090	9110	12025	22770
	B/3.9-07				5		11170	15260	22665	23591
8	B/3.9-08	3,9	NW	400	5	32191	13160	16540	24237	32642
	B/3.9-09				2		10720	15400	23200	24815
0	B/3.9-11	2.0	14/		2	22000	26500	31350	35405	38718
9	B/3.9-12	3,9	vv	room	5	32968	29020	32010	36159	36264
10	B/3.9-11A	2.0			1	26274	15023	-	-	19436
10	B/3.9-12A	3,9	-	room	3	26271	15331	-	-	21272

Table 3: List of tested PEBs and results of load events.

Tests developed at room temperature used quasi-static load increments. Strain, displacement and cross section rotation were determined at central section (SM). Vertical and lateral displacements (ZG, YG) as well as cross section rotation (θ G) were determined based on measurements of three wire potentiometric displacement transducers, see figure 4 for the kinematics. Some important load events were recorded for each test. The proportional limit force (Fp), the force (Fy) using the intersection method between two straight lines drawn from linear and non-linear interaction of the vertical displacement; the load event for the displacement limit (FL/30); and the maximum load level for the asymptotic behaviour of lateral displacement (Fu).



Figure 4: Instrumentation with wire potentiometric displacement transducers.

3.1 Bending of medium series at elevated temperature

Figure 5 presents the results for the medium length series, showing the temperature effect on bending resistance using the same shear condition (W). The measured load versus vertical displacement is represented on figure 5a), sowing similar dependence on load. Results agree very well with exception to the ultimate loads (very large displacements). All tested beams reached lateral torsional buckling (LTB) as deformed shape mode. Figure 5b) represents the lateral displacement, being this measurement important to determine the ultimate limit load (F_u). The cross section rotation is represented on Figure 5c). Figure 5d) represents the average temperature distribution in each cross section along the beam, for three time events and for series 1, before loading. Similar evolutions were recorded for the other series. Temperature is not uniform along the length of the beams due to heat flow from central sections to the extremities (supports) and also due to the reduced insulation near beam ends. At the end of the tests, the insulation material was removed and infrared thermography proved an almost constant temperature field along the heating length (Lf), Figures 5e) and 5f). Two different shear conditions were also tested. Figure 5g) and 5h) compares the vertical and lateral displacement for both types of shear condition. No significant differences were detected, but the average load for $F_{L/30}$ and for the ultimate load F_u seemed to be a little smaller for NW shear condition.





3.2 Bending of medium series at room temperature, using PEB and bare steel beam

The bending performance of PEBs was also compared with the performance of bare steel beams at room temperature, using the same steel profile. The deflection behaviour if different, besides both attained the lateral torsional buckling as deformed shape mode, see figure 6. The bending stiffness is also higher for the case of PEB. Bare steel beams behaved on the elastic and plastic domain, as verified by the strain records, figures 6e) and 6f).

IPE100

PEB-IPE10

1490±2µ£

2115

1

 \overline{X}_{F_u} =29052 N

40000 45000

30000 35000



e) Strain measurements in PEBS. f) Strain measurements in bare steel. Figure 6: Bending performance. Comparison between PEB and bare steel beam.

5000 10000 15000

0

20000 25000

Load [N]

20000 25000

Load [N]

30000 35000 40000 45000

3.3 Bending of large series at elevated temperature

Figure 7 represents the results for the large beam length series, comparing the effect of temperature level on bending performance using the same shear condition (W). The displacement and load behaviour is represented in Figure 7a), sowing similar dependence on load. The reproducibility of tests is good and the results agree very well with exception to the behaviour at higher and ultimate loads (very large displacements). All tested beams reached lateral torsional buckling as deformed shape mode with exception for those tested at 600 °C. Plastic hinge formation was the dominant deformed shape mode verified for series 7. Figure 7b) represents the typical lateral displacement for the deformed shape mode. The cross section rotation is represented on Figure 7c). Figure 7d) represents the average temperature distribution along the length of each beam (series 6), for three time events, before loading. Temperature is not uniform along the length of the beams due to heat flow from central sections to the extremities (supports) and also due to the reduced insulation near beam ends. At the end of the tests, the insulation material was removed and infrared thermography proved an almost constant temperature field along the heating length (Lf), see figures 7e) and 7f). Two different shear conditions were also tested for large beam series. Figure 7g) and 7h) compares the vertical and lateral displacement for both shear conditions. No significant differences were detected, but the average load for FL/30 and for the ultimate load Fu are smaller for NW shear condition.



Figure 7: Bending and thermal behaviour for large series.

3.4 Bending of large series at room temperature, using PEB and bare steel beam

The bending performance of PEB was also compared with bare steel beam at room temperature, for the large series. The deflection behaviour is different, besides both attained the lateral torsional buckling (LTB) as deformed shape mode, see figure 8. The bending stiffness is also higher for the case of PEB. Bare steel beams behaved on the elastic domain, as verified by the strain records see figure 8.



Figure 8: Bending performance. Comparison between PEB and bare steel beam.

4 Conclusions

The bending performance of twenty seven beams was evaluated at different temperature levels (200, 400 and 600 °C), using the setup of four-point bending test. Tests considered only one cross section type (one steel section and one type of concrete), two beam lengths and two different shear conditions for stirrups (W and NW). The performance of PEB was also compared to bare steel I beam.

Experimental measurements confirmed that temperature is not constant over the heating length, presenting strong gradients at the extremities of the heating length.

Progressive damage of concrete occurred during experiments. Normal cracks due to tensile stress were the most visible ones, while crushing of concrete occurred due to developing of compressive stress and deformed mode shape.

The bending resistance of PEBs at room temperature is higher than the bending resistance of bare steel beams. The reduction on bending resistance of PEBs is not directly proportional to the increase of temperature. An increase of temperature from 200°C to 400 °C caused a reduction of 24 % on the load event $F_{L/30}$ for medium series, while an increase of temperature from room to 400 °C and to 600 °C caused a reduction of 37 % and 64% on the load event of $F_{L/30}$, respectively. Although the strength of PEBs is not proportional to the strength of material, the reduction coefficient of the yielding stress of steel is reduced by 53 % at 600 °C.

The deformed shape mode was identified as lateral torsional buckling for all tested PEB and bare steel beams, with exception to those tested at 600 °C, presenting plastic hinge formation.

The bending stiffness of PEBs at normal temperature condition (room) is 15% higher than the bending stiffness of bare steel beam, verified for both, medium and large series.

The post buckling deformation of bare steel beams is quite different from PEBs. Bare steel beams presented a decrease of load after reaching the ultimate load and a bigger cross section rotation.

5 Acknowledgements

Authors acknowledge material support to the following companies: Arcelor – Mittal (Spain), J. Soares Correia (Portugal), Fepronor (Portugal) and Hierros Furquet (Spain).

6 References

CEN - EN 1994-1-2; Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design; **European Standard**, Brussels, 109 p, August 2005.

R. Kindmann et al; "Effect of reinforced concrete between the flanges of the steel profile of partially encased composite beam"; **Journal of Constructional Steel Research**, 27, p. 107-122, 1993.

Hosser D., Dorn T., El-Nesr O., "Experimental and numerical studies of composite beams exposed to fire", Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No.10, p. 2871-2892, 1994.

Lindner Joachim, Budassis Nikos; "Lateral tors. Buck. of partially encased composite beams without concrete slab"; **Comp. const. in steel and concrete IV,** May 28th to June 2nd , Banff, Alberta, Canada, p. 117-128, 2000.

Maquoi R. et al, (European commission), "Lateral torsional buckling in steel and composite beams"; ISBN 92-894-6414-3; **Technical Steel Research Final Report EUR 20888 EN**, 301 p., August 2002.

Assi I.M., Abed S.M., Hunaiti Y.M., "Flexural strength of composite beams partially encased in lightweight concrete", **Pakistan Journal of Applied Sciences** 2(3), p. 320-323, 2002.

Nakamura S., Narita N., "Bending and shear strengths of partially encased composite I-girders", Journal of Constructional Steel Research, 59, p.1435-1453, 2003.

Kodaira Akio et al; "Fire Resistance of Composite Beams Composed of Rolled Steel Profile Concreted Between Flanges"; **Fire Science and Technology** Vol.23 No.3, p. 192-208, 2004.

Elghazouli A.Y., Treadway J. "Inelastic behaviour of composite members under combined bending and axial loading", **Journal of Constructional Steel Research**, 64, p. 1008–1019, 2008.

Nardin S., El Debs A.L.H.C., "Study of partially encased composite beams with innovative position of stud bolts", **Journal of Constructional Steel Research**, Volume 65, Issue 2, p. 342-350, February 2009.

Correia A.J.P.M., Rodrigues J.P.C., "Fire resistance of partially encased steel columns with restrained thermal elongation", **Journal of Constructional Steel Research**, Volume 67, Issue 4, p. 593-601, April 2011.

Piloto P.A.G., Gavilán A.B.R., Zipponi M., Marini A., Mesquita L.M.R., Plizzari G., "Experimental investigation of the fire resistance of partially encased beams", Journal of Constructional Steel **Research**, Volume 80, p 121-137, January 2013.

CEN - EN 1994-1-1; "Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings"; **European Standard**, Brussels, 118 p, December 2004.

ISO TC 164, ISO 6892-1; "Metallic materials – tensile testing – part 1: Method of test at room temperature"; **International Standard**, 65 p, Switzerland, 2009.

IPQ (Instituto Português da Qualidade), NP EN 933-1, "Tests for geometrical properties of aggregates – part 1; Determination of particle size distribution, sieving method", **Portuguese standard**, 16 p, 2000.

Keru Wu, Bing Chen, Wu Yao, "Study of the influence of aggregate size distribution on mechanical properties of concrete by acoustic emission technique", **Cement and Concrete Research**, Volume 31, Issue 6, pp. 919-923, May 2001.


Volume 4. Número 1 (abril/2015). p. 32-51

Avaliação do comportamento da ligação T-stub

sujeita à temperatura ambiente e elevada Pedro Barata¹, João Ribeiro¹,

Constança Rigueiro², Aldina Santiago^{1*} e João Paulo Rodrigues¹ ¹ ISISE – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Polo II, 3030 Coimbra, Portugal, E-mails: pbarata@uc.pt, joao.ribeiro@uc.pt, aldina@dec.uc.pt, jpaulocr@dec.uc.pt ² ISISE - Departamento de Engenharia Civil, Instituto Politécnico de Castelo Branco, Av. do Empresário, 6000 -767 Castelo Branco, Portugal, E-mail: constanca@ipcb.pt

Assessment of the T-stub joint component at ambient and elevated temperatures

Resumo

O colapso do World Trade Center revelou problemas no dimensionamento de alguns elementos estruturais, nomeadamente nas ligações; foi reconhecida a sua importância no comportamento global de estruturas quando sujeitas a ações acidentais, tais como fogo após impacto. Este artigo apresenta a avaliação do comportamento da ligação Tstub sujeita a carregamento estático à temperatura ambiente e a temperaturas elevadas. No âmbito do projeto de investigação ImpactFire foi efetuada uma campanha de ensaios experimentais, que serviram de validação de um modelo de elementos finitos. Com os resultados deste modelo foi possível avaliar a resistência, rigidez, capacidade de deformação e modos de rotura que ocorrem no T-stub a temperaturas elevadas.

Palavras-chave: Ligações; Ensaios experimentais; Análise numérica; Temperaturas elevadas; T-stub.

Abstract

The collapse of the World Trade Center revealed problems in the design of some structural elements. It was recognized that details relating to the structural joints play a very important role in the behaviour of structures under accidentals loads such as, impact followed by fire. This paper presents a study with the aim of evaluating the behaviour of a welded T-stub component subjected to static loading, at ambient and elevated temperatures. An experimental study was carried out during the Impactfire project; the results were used to validate a finite element model that provides insight into the behaviour of the T-stub, in terms of resistance stiffness, deformation capacity and failures modes at different temperatures.

Keywords: Joint; Steel; Experimental study; Numerical analysis; Elevated temperature; T-Stub.

1 Introdução

A investigação da robustez de estruturas metálicas quando sujeitas a ações acidentais (como por exemplo, impacto, explosão ou incêndio) tornou-se importante após os ataques terroristas que levaram ao colapso do World Trade Center (WTC) em 2001. Este acidente evidenciou a importância do dimensionamento e configuração das ligações nas estruturas metálicas, pela sua incapacidade para resistirem ao fogo após a ação de impacto a que estiveram sujeitas (FEMA, 2002).

A ruptura das ligações pode iniciar o colapso progressivo dos diferentes pisos, devido i) ao impacto e aumento de carga pelos andares superiores, e ii) alastramento do fogo entre os diferentes andares, levando ao colapso dos pilares sem suporte nos pisos intermédios. A robustez de uma estrutura depende portanto do comportamento das suas ligações, nomeadamente da sua ductilidade e capacidade de rotação (Paul Popov, Yang, & Chang, 1998).

No contexto do dimensionamento de estruturas porticadas em aço com ligações semirígidas de resistência parcial, a utilização do "método das componentes" é dos mais indicados (EN1993-1-8, 2005). Este método requer a caracterização (resistência, rigidez e ductilidade) de cada uma das componentes ativas. Para uma ligação viga-pilar com placa de extremidade aparafusada, as principais componentes ativas são: (1) painel de alma de coluna solicitada ao corte, (2) alma de pilar em compressão; (3) alma de pilar à tração; (4) banzo de pilar em flexão; (5) chapa de extremidade em flexão; (7) banzo e alma de viga em compressão; (8) alma de viga à tração e (10) parafusos em tração (Figura 1). O modelo T-stub é frequentemente utilizado para a avaliar o comportamento das componentes solicitadas em tração (4 e 5), uma vez que são estas que mais contribuem para a ductilidade e capacidade de deformação da ligação (Figura 2).



Figura 1 – Componentes ativas na ligação viga-pilar com placa de extremidade aparafusada

(EN1993-1-8, 2005).



Figura 2 – Identificação do T-stub do banzo de coluna e do T-stub da chapa de extremidade.

Os primeiros estudos para avaliar o comportamento do modelo T-stub foram realizados na década de 70 por Zoetemeijer (Zoetemeijer, 1974). Desde então, vários trabalhos foram realizados, contribuindo para o "método das componentes" incluído no Eurocódigo 3 part 1-8 (EN1993-1-8, 2005). A maior parte destes estudos foram conduzidos em T-stubs laminados a quente (na componente banzo de coluna em flexão). Recentemente, Girão Coelho investigou o comportamento de T-stubs soldados (componente chapa de extremidade em flexão). Os resultados experimentais (Girão Coelho, A., Simões da Silva, L., & Bijlaard, F., 2006) mostraram que: i) a capacidade de deformação depende principalmente da relação da resistência chapa/parafuso, e ii) o

colapso final do T-stub é limitado pela rotura frágil dos parafusos, da soldas ou da fractura da chapa junto ao cordão de solda.

Para a caracterização de uma ligação à temperatura ambiente são normalmente utilizadas a resistência plástica e a rigidez inicial. No entanto, em situação de incêndio, a ocorrência de deformações elevadas requer a definição da capacidade de rotação e do modo de rotura da ligação (Santiago, Simões da Silva, Vila Real, & Gameiro, 2008).

Este artigo apresenta o resultado de estudos experimentais e numéricos em T-stubs soldados, que permitiram aferir qual a influência da temperatura na sua resistência, rigidez, capacidade de deformação e modos de rotura.

2 Avaliação experimental da ligação T-stub

2.1 Campanha experimental

O programa experimental compreende doze ensaios em T-stubs com três espessuras diferentes de chapa de extremidade ($t_f = 10$, 15 e 20 mm), dois tipos de parafusos (M20, classe 8.8 e M24, classe 10.9) e três temperaturas (temperatura ambiente – 20 °C, 500 °C e 600 °C). Para os ensaios realizados à temperatura ambiente, são testados dois provetes para cada geometria.

As temperaturas de 500 °C e 600 °C foram escolhidas por serem temperaturas críticas para uma estrutura de aço; onde a tensão de cedência do aço a 500 °C é de aproximadamente 80% do seu valor à temperatura ambiente, enquanto a 600 °C, a tensão diminui para menos de 50%; nos parafusos, a temperatura de 500 °C envolve a redução da tensão de cedência para cerca de 55% e a 600 °C para cerca de 22%.

2.2 Propriedades geométricas e detalhes estruturais

Os T-stubs estudados são constituídos por duas chapas, o banzo e a alma, soldadas com um cordão de solda contínuo a 45º (a_w), tal como se representa na Figura 3. Os banzos (t_f = 10 e 15 mm) são aparafusados com parafusos M20, classe 8.8, enquanto que o banzo de espessura t_f = 20 mm é aparafusado com parafusos M24, classe 10.9. De forma a ajustar as chapas e reduzir as folgas existentes foi aplicado nos parafusos um pré-esforço inicial, igual a 21% da resistência à tração do parafuso.



Figura 3 – Detalhes do T-stub: (a) vista topo e (b) vista lateral.

As dimensões nominais e as medidas reais dos T-stub são apresentadas na Tabela 1. As medidas reais correspondem à média das medições nos provetes com o mesmo ID.

	Dimensões (mm)												
Nominais					Medidas								
ID	t_{p}	b_p	h_p	С	n	m	t _p	b_p	h _p	С	n	m	a _w
T-10	10	105	170	110	30	53	10.1	105.2	170.7	110.9	29.8	52.4	7
T-15	15	105	170	110	30	53	15.1	105.1	170.6	111.2	29.7	52.6	7
T-20	20	105	185	120	32.5	53	20.2	105.3	185.8	124.0	32.7	52.5	10

Tabela 1 – T-stubs – características geométricas nominais e medidas.

2.3 Caracterização do material

De modo a caracterizar a resposta material à temperatura ambiente, foram realizados testes uniaxiais de tração, para cada uma das espessuras dos banzos e para cada tipo de parafusos (Martins, 2012). As curvas obtidas a partir dos valores médios medidos são apresentadas na Figura 4. As constantes materiais adotadas são:

i) para os banzos: módulo de elasticidade, E = 205500 MPa; tensão de cedência, f_y = 385 MPa; tensão última, f_u = 588 MPa e total extensão na rotura, ε_{cu} = 24%;

ii) para os parafusos M20, classe 8.8: E = 202500 MPa; fy = 684 MPa; fu = 1002 MPa e ϵ_{cu} = 3.7%, para os parafusos M24, classe 10.9: E = 195050 MPa; f_y = 942 MPa; f_u = 1293 MPa e ϵ_{cu} = 2%.

A Figura 5 apresenta alguns dos provetes de aço dos banzos e dos parafusos após os testes de tração.



Figura 4 - Relações tensões-extensões obtidas para os provetes de aço dos banzos e dos parafusos.



(a)



Figura 5 - Provetes após os testes de tração: (a) dos banzos e (b) dos parafusos.

2.4 Dimensionamento da ligação T-stub de acordo com o Eurocódigo 3

Os T-stubs aqui estudados foram previamente dimensionados de acordo com o Eurocódigo 3, parte 1-8 (EN 1993 1-8, 2005), considerando os fatores de redução das propriedades mecânicas, devido às temperaturas elevadas, propostos pelo Eurocódigo 3, parte 1-2 (EN 1993 1-2, 2005). Os valores de resistência e rigidez, assim como o modo de rotura são apresentados na Tabela 2. À temperatura ambiente, os T-stubs T-10 e T-20 apresentam o modo de rotura tipo 1, enquanto que o T-15 apresenta modo de rotura tipo 2. Com o aumento da temperatura, a rotura plástica do T-stub tende para modos menos dúcteis; a 600°C, os três provetes (T-10, T-15 e T-20) apresentam modo de rotura tipo 2. Esta tendência nos modos de rotura justifica-se pela consideração, no Eurocódigo 3, parte 1-2, de uma redução das propriedades mecânicas do aço carbono menos acentuada que a das propriedades dos parafusos.

ID	Modo de	Resistê	encia plásti	Rigidez inicial (kN/mm)	
10	rotura plástico	Modo 1	Nodo 1 Modo 2		
T-10-20	1	<u>101.6</u>	176.5	352.8	130.4
T-15-20	2	212.7	<u>208.9</u>	352.8	336.2
T-20-20	1	<u>356.7</u>	375.0	635.4	601.7
T-10-T-500	1	<u>79.2</u>	103.9	194.0	78.2
T-15-T-500	2	170.8	<u>130.6</u>	194.0	201.7
T-20-T-500	2	278.2	<u>229.6</u>	349.5	361.0
T-10-T-600	2	47.7	<u>46.2</u>	77.6	40.4
T-15-T-600	2	102.9	<u>62.3</u>	77.6	104.2
T-20-T-600	2	167.6	<u>107.9</u>	139.8	186.5

Tabela 2 – Valores de dimensionamento do T-stub de acordo com o Eurocódigo 3, parte 1-8 (EN 1993 1-8, 2005) e parte 1-2 (EN 1993 1-2, 2005).

ID: a primeira letra representa a referência da ligação: T – T-stub; o segundo campo representa a espessura da chapa de extremidade; e o terceiro campo representa a temperatura do ensaio.

2.5 Procedimento de ensaio e instrumentação

À temperatura ambiente, o carregamento foi aplicado nos T-stubs através dum atuador com controlo em deslocamento (0,02 mm/s), até se atingir o colapso do provete. O sistema de ensaio está representado na Figura 6a, evidenciando o elemento ensaiado na Figura 6b. O provete T-15 é apresentado no lado esquerdo da Figura 6c, enquanto que no lado direito está um T-stub rígido que serve de reação. A instrumentação para aquisição de dados inclui: i) extensómetros elétricos para a medição de extensões; ii) defletómetros (LVDTs) para medição de deslocamentos; iii) extensómetros TML BTM 6-C para medição do alongamento dos parafusos (até um valor máximo de extensão igual a 0,5%) (Figura 7).



Figura 6 – Sistema de ensaio: a) vista em planta; b) vista em planta do pormenor; c) T-stub.

Os ensaios a temperaturas elevadas foram realizados com temperatura constante (regime estacionário): numa 1ª fase, os provetes foram aquecidos até uma temperatura pré-determinada (500 °C ou 600 °C); quando essa temperatura se uniformizou em todo o provete, iniciou-se a 2ª fase, que corresponde à aplicação de uma carga mecânica incremental (similar ao utilizado nos ensaios à temperatura ambiente) até à rotura do T-stub. O aquecimento dos provetes foi feito num forno elétrico construído para o efeito. Nestes ensaios, a temperatura nos provetes foi medida com termopares tipo K (Figura 7c). Os deslocamentos foram medidos nos mesmos pontos que nos ensaios realizados à temperatura ambiente (Figura 7a e b), recorrendo-se a fios com baixa expansão térmica, de modo a transferir os pontos de medição para o exterior do forno, onde os LVDT's estavam posicionados.

39





2.6 Resultados experimentais

2.6.1 Influência das características geométricas e das propriedades dos materiais

A influência das características geométricas e propriedades materiais da chapa de extremidade e dos parafusos, na resposta do T-stub, foi avaliada nos ensaios realizados à temperatura ambiente (T-10-20, T-15-20 e T-20-20). Das curvas força-deformação representadas na Figura 11, pode observar-se que: i) as resistências plástica e última dependem das características geométricas e das tensões de cedência e última do material da chapa de extremidade e dos parafusos, enquanto que ii) a rigidez depende das características geométricas e dos módulos de elasticidade do material da chapa de extremidade e dos módulos de elasticidade do material da chapa de extremidade e dos parafusos. No que respeita à ductilidade, verifica-se que os T-stubs, em que o modo de rotura plástico passou do modo 1 para o modo 2 (EN1993-1-8, 2005), apresentam uma menor capacidade de deformação. Nestes ensaios observouse também que a deformação plástica do T-stub soldado depende não só da relação da resistência da chapa/parafuso, mas também da resistência da solda, como se explica de seguida:

i) Nos ensaios do T-stub com $t_f = 10 mm$ (T-10-20-1 e T-10-20-2) observou-se a plastificação completa do banzo antes da rotura do parafuso (ponto b da Figura 8). No provete T-10-20-2, verificou-se que a fissuração do banzo junto ao cordão da soldadura (ponto c da Figura 8) ocorreu para valores elevados de deformação no T-stub. Ambos os provetes apresentaram uma capacidade de deformação elevada (deslocamento superior a 30 mm), tal como apresentado na Figura 8a) e na Figura 9a).

- ii) Nos testes do T-stub com $t_f = 15 mm$ (T-15-20-1 e T-15-20-2) verificou-se a rotura do parafuso em tração (ponto *b* na Figura 8) após plastificação parcial do banzo (Figura 9b). Nestes ensaios não se observaram fissuras no banzo junto à soldadura.
- iii) Nos testes do T-stub com $t_f = 20 mm$ (T-20-20-1 e T-20-20-2), observou-se a plastificação do banzo antes da rotura da solda na alma (ponto *a* na Figura 8 e Figura 9c); não houve rotura do parafuso durante os ensaios. Deve recordar-se que nestes T-stubs foram utilizados parafusos M24, da classe 10.9, em vez dos M20, classe 8.8 utilizados nos provetes anteriores.



Figura 8 – Curva força deformação para os ensaios à temperatura ambiente: T-10, T-15 e T20.



Figura 9 – Modos de rotura à temperatura ambiente: a) T-10; b) T-15; c) T-20.

2.6.2 Influência da temperatura

Os ensaios realizados mostraram que a deformação plástica dos T-stubs soldados depende não só da relação da resistência da chapa/parafuso, e da resistência da solda, mas também da temperatura aplicada. Na Figura 10 comparam-se as curvas força-deformação dos T-stubs ensaiados (T-10, T-15, T-20), sujeitos a diferentes temperaturas: 20°C, 500 °C e 600 °C. Com o aumento da temperatura observou-se, em todos os provetes, a diminuição das resistências plástica e última; por exemplo, para

os provetes T-10 observou-se uma redução da resistência última de aproximadamente 44% a 500 °C e 78% a 600 °C. Para ambas as rigidezes (inicial e pós-cedência), as conclusões foram idênticas. O desenvolvimento dos modos de roturas a temperaturas elevadas é discutido já de seguida:

- i) Nos provetes T-10 (a 500 °C e a 600 °C) observou-se fissuração da soldadura numa fase inicial do ensaio (ponto c na Figura 10 a), de seguida esta propagou-se até à rotura total (ponto a na Figura 10 a e Figura 11a). Note-se que não foram avaliadas as propriedades mecânicas do material das soldaduras de modo a poder relacionar a fissuração não só com a temperatura, mas também com a resistência do material da soldadura. Não foi observada a rotura dos parafusos nestes ensaios.
- ii) Os provetes T-15 são menos dúcteis que os anteriores, os modos de rotura aqui ocorridos são acompanhados por menores deformações no banzo. Para 500 °C ocorreu a fratura do banzo (ponto c da Figura 10 b e Figura 12b) para deslocamentos inferiores a 10 mm; mas para 600 °C, o provete rompeu pelos parafusos. O parafuso começou a alongar no ponto d e rompeu no ponto b da Figura 10 b.
- iii) Nos provetes T-20-500, verificou-se a ocorrência de grandes deformações no banzo por flexão antes da rotura do parafuso (ponto b da Figura 10 c e Figura 11c). No ensaio a 600 °C, após deformação por flexão do banzo ocorreu a rotura da solda na alma do T-stub (ponto c da Figura 10 c).





Figura 10 – Curvas força-deformação para T-stubs à temperatura ambiente, 500 °C e 600 °C: a) T-10; b) T-15; c) T-20.



Figura 11 - Provetes após ensaio: a) T-10-600; b) T-15-500;c) T-20-500.

A capacidade de deformação dos T-stubs também varia com a temperatura, como se pode observar na Figura 11. Refira-se que a estas temperaturas ocorrem alterações significativas ao nível da sua microestrutura do aço que podem influenciar a sua ductilidade.

3 Modelo numérico da ligação T-stub

Os resultados experimentais apresentados na secção 4 são aqui utilizados para a validação de um modelo de elementos finitos, executado no programa ABAQUS com recurso a um algoritmo implícito (ABAQUS, 2011).

3.1 Descrição do modelo de elementos finitos e considerações gerais de modelação

O modelo numérico é composto por quatro partes: i) T-stub rígido; ii) T-stub testado; iii) parafuso (cabeça e rosca numa única peça) e iv) chapa de aplicação de carga. De modo a reduzir o tempo de cálculo, considerou-se simetria no modelo, reproduzindo apenas um quarto do T-stub: os deslocamentos nas direcções yy e zz encontram-se restringidos nas superfícies de simetria (Figura 12). A modelação do parafuso seguiu a sua geometria nominal. As condições de contacto foram definidas entre as seguintes superfícies: i) a superfície inferior do banzo e o banzo do T-stub rígido, ii) o corpo do parafuso e a superfície do furo nos banzos, iii) a superfície do banzo e a cabeça de parafuso e iv) a placa de aplicação do carregamento e o T-stub (o cordão de soldadura nos provetes não assegura que estas duas placas se encontrem em contacto). As soldaduras foram modeladas com recurso a condições de contacto do tipo *"tie* constraint", unindo o T-stub à placa de aplicação de carga. As condições de contacto foram estabelecidas na direção normal com as propriedades de *"hard-contact"*, permitindo a separação após o contacto; na direção tangencial utilizou-se a formulação *"penalty"* com um coeficiente de atrito de 0.2.

O modelo foi gerado com elementos sólidos do tipo C3D8R; este elemento permite grandes deformações e a consideração de comportamento geométrico e material nãolinear. C3D8R é um elemento finito de integração reduzida (apenas 1 ponto de integração), reduzindo o tempo de cálculo ao mesmo tempo que controla o fenómeno de *"hour-glass"*. De um modo geral, considerou-se uma malha estruturada com elementos prismáticos, com exceção da zona da solda, onde se utilizaram elementos triangulares.



Figura 12 – Modelo numérico, condições fronteira e discretização da malha.

3.2 Propriedades mecânicas e critério de rotura

O comportamento material utilizado nas simulações numéricas foi determinado com base nos testes de tração descritos na secção 2.3. Para temperaturas elevadas foram utilizados os fatores de redução propostos no Eurocódigo 3 parte 1-2 (EN1993-1-2, 2005).



Figura 13 – Relações tensão- extensão dos materiais a temperatura ambiente.

De forma a ter em conta as grandes deformações e deslocamentos, consideram-se as curvas "true-stress-logarithmic strain curves" (σ_{tru} , ε_{tru}). A rotura dos modelos numéricos foi avaliada visualmente, assumindo que a fratura dos elementos estruturais se inicia quando a extensão plástica equivalente (*PEEQ*) atinge valores superiores ao da extensão última do material (ε_{cu}) (Piluso, Faella, & Rizzano, 2001). À temperatura ambiente, os testes de tração uniaxial mostraram $\varepsilon_{cu,20^{\circ},8.8} = 3.7\%$ para os parafusos e $\varepsilon_{cu,20^{\circ},5355} = 24\%$ para o aço macio (Martins, 2012); a temperaturas elevadas, $\varepsilon_{cu,500^{\circ},steel} = \varepsilon_{cu,600^{\circ},steel} = 30\%$ para o aço macio (Martins, 2012), enquanto que para os parafusos consideraram-se os valores referidos na literatura: $\varepsilon_{cu,500^{\circ},bolt} = \varepsilon_{cu,600^{\circ},bolt} = 25\%$ (Hanus, Zilli, & Franssen, 2011).

3.3 Procedimento de carregamento

O carregamento mecânico foi aplicado no modelo numérico através dum deslocamento incremental na direcção xx (Figura 12). Adicionalmente, nos modelos a temperaturas elevadas foram consideradas as seguintes condições:

- i) Antes de se aplicar o carregamento mecânico, a temperatura foi introduzida como um campo pré-definido (*pre-defined field*). O carregamento mecânico foi aplicado conforme definido para a temperatura ambiente;
- ii) Os efeitos da fluência (creep) não foram tidos em conta;
- iii) Considerou-se temperatura constante em todos os modelos, com exceção do modelo T-20-600. Neste modelo foi assumida uma redução da temperatura no

parafuso: 575°C, que corresponde a leitura média da temperatura do termopar existente no parafuso. Esta redução deve-se ao baixo factor de massividade da chapa de 20 mm e do parafuso M24.

4 Discussão de resultados experimentais e numéricos

4.1 Valores de dimensionamento e modos de rotura

Na Tabela 3 comparam-se os resultados experimentais e numéricos, com os valores analíticos obtidos pelo Eurocódigo 3, parte 1.8 (EN1993-1-8, 2005). As resistências plásticas experimentais e numéricas são estimadas recorrendo à aproximação bilinear das rigidezes inicial e pós-limite, proposto por Jaspart (Jaspart, 1991).

A resistência plástica determinada pelo Eurocódigo 3 é conservativa, como seria expectável; a diferença entre os resultados experimentais e numéricos é de uma forma geral inferior a 10%.

		Resistência plástica [kN]		Rigidez inicial [kN/mm]		Rigidez pós-limite [kN/mm]			Modos de rotura			
		20ºC	500ºC 600ºC	20ºC	500ºC	600ºC	209	500ºC	600ºC	20ºC	500ºC	600ºC
T-10	EN1993-1-8	101.6	79.2 46.2	130.4	78.2	40.4						
	Experimental	182.4	1270 420	171.4	68.0	52.0	3.5		- 0.65	e); c); b)	c); a)	c); a)
		158.5	137.0 43.9	179.1		53.0	6.6	-		e) b)		
	Numérico	166.6	132.3 63.3	170.6	97.2	50.4	6.2	1.8	0.6	d; b	d;b	d; b
ىن -	EN1993-1-8	208.9	130.6 62.3	336.2	201.7	104.2						
	Experimental	300.8	1770 770	261.0	172.0	66.0	5.0	17	1.7 - 0.24	e); b)	e); c); a)	b)
Ë.		291.0	177.0 77.8	271.0		66.0	5.2	1.7		e); b)		D)
-	Numérico	294.0	177.8 77.6	246.0	147.9	76.6	4.6	1.4	1.0	d; b	d;b	d; b
	EN1993-1-8	356.7	229.6 107.9	601.7	361.0	186.5						
T-20	Fue enine entel	527.6	225.0 107.0	728.9	210.0	108.0	6.9	2.4	- 0.96	a)	e); b)	e); c); a)
	Experimental	460.7	555.0 107.0	576.2			7.3	2.4		a)		
	Numérico	503.5	340.8 185.5	356.1	203.4	170.6	9.7	3.1	6.2	d; a	d; b	d; b

Tabela 3 – Valores de dimensionamento e modos de rotura: EC3; experimental e numérico.

sendo: a) rotura soldadura; b) rotura parafuso; c) fratura do banzo; e) plastificação do banzo.

4.2 Resultados a temperatura ambiente

A Figura 14 compara a resposta numérica (linhas a tracejado), com a experimental (linhas a cheio) à temperatura ambiente. O modelo numérico consegue estabelecer de forma correcta a resposta dos T-stub estudados. Na Figura 15 apresentam-se os padrões de tensões de von Mises (*S.Mises*) e a extensão plástica equivalente (*PEEQ*) para o instante correspondente à resistência plástica de cada T-stub (marcador

triangular na Figura 14). Apresentam-se ainda os padrões para o instante na rotura do provete T-15, (marcador diamante na Figura 14).

O padrão de extensões plásticas (*PEEQ*) relativo ao T-10 mostra a formação de uma rótula plástica, junto da soldadura, responsável pela transição elasto-plástica observada na curva força-deslocamento (Figura 14). Adicionalmente, uma segunda rótula plástica encontra-se em início de desenvolvimento no banzo junto do parafuso.







Figura 15 – Padrões de tensões von Mises (*S.Mises*) e extensões plásticas equivalente (*PEEQ*) para os instantes de resistência plástica (T-10; T-15 e T-20) e para o instante na rotura (T-15).

Para o T-15 o padrão PEEQ sugere que após a formação da primeira rótula, é de esperar a rotura do parafuso: de uma forma generalizada, o padrão de tensões

(*S.Mises*) no parafuso apresenta valores mais elevados que a tensão última dos parafusos M20 de classe 8.8. Relativamente ao modelo T-20, encontram-se extensões plásticas elevadas junto da soldadura, bem como no corpo do parafuso causando o alongamento do mesmo em tracção. Estes modos de rotura encontram-se de acordo com as evidências experimentais descritas anteriormente.

A quarta coluna da Figura 15 exemplifica a aplicação do critério de rotura para o modelo T-15: no instante em que a concentração de extensões plásticas *PEEQ* são superiores a $\varepsilon_{cu,20^{\circ},bolt}$ = 3.4% no parafuso, considera-se que a rotura se dá pelo parafuso, as *PEEQ* no banzo não ultrapassam $\varepsilon_{cu,20^{\circ},steel}$ = 24%.

4.3 Resultados a temperaturas elevadas

A Figura 16 apresenta a comparação da resposta numérica (linhas a tracejado) com a experimental (linhas a cheio) para temperaturas ambiente e elevadas de 500 e 600 °C. De um modo geral, o modelo de elementos finitos consegue reproduzir o comportamento dos T–stubs quando sujeitos a temperaturas elevadas. Considerando o critério de rotura anterior, verifica-se que o modo de rotura em todos os modelos é a rotura do parafuso, após grandes deformações plásticas do banzo junto da soldadura.



Figura 16 – Comparação das curvas força-deslocamento dos T-stubs à temperatura ambiente, 500 °C e 600 °C: numérico vs. experimental; a) T-10; b) T-15; c) T-20.

A título de exemplo, a Figura 17 mostra que o T-15-500 (segunda coluna) e para o T-15-600 (quarta coluna) apresentam valores médios das extensões plásticas equivalentes (*PEEQ*) mais elevados que a extensão última dos parafusos a temperaturas elevadas: $\varepsilon_{cu} = 15\%$. Aquando da rotura dos parafusos o banzo do T-15-a 500 °C exibe maiores extensões que a 600 °C; esta observação encontra-se de acordo com o observado experimentalmente onde se observaram fendas no banzo junto da soldadura a 500 °C, enquanto que a 600 °C a rotura aconteceu no parafuso após grande alongamento do mesmo.

Estudos semelhantes dos padrões de tensões para os T-stubs T-10 e T-20, mostraram que a concentração de tensões junto da soldadura é superior para a temperatura de 500 °C do que para a de 600 °C; desta forma é de esperar que a rotura pelo banzo seja mais provável nos provetes a 500°C do que naqueles a 600 °C, conforme já observado para o T-15.



Figura 17 – Extensões plásticas equivalentes para T-stub T-15 a 500 °C e 600 °C.

5 Conclusões

Quando as estruturas metálicas estão sujeitas a incêndios, em que ocorrem grandes deformações nas vigas, uma das situações a evitar é a rotura das ligações. Para tal há que assegurar que as componentes das ligações possuem capacidade de deformação suficiente de modo a que a ligação consiga rodar sem romper.

Este trabalho dedica-se ao estudo de componentes de ligações capazes de conferir ductilidade a uma ligação; nomeadamente, o T-stub, utilizado para estudar as componentes traccionadas de uma ligação viga-coluna em flexão. Numa 1ª fase, foram realizados ensaios experimentais a T-stubs soldados com diferentes espessuras, e sujeitos a carregamento monotónico à temperatura ambiente e a temperaturas elevadas. Com base nos resultados experimentais, foi desenvolvido e validado um modelo numérico, que permitiu analisar de forma detalhada o comportamento do T-stubs: tensões, extensões, rigidezes e resistências, tanto à temperatura ambiente como a 500 °C e 600 °C.

Os resultados a temperatura ambiente demonstraram que a rigidez e a resistência dos T-stubs são dependentes das características geométricas e das propriedades dos materiais. Para além disso, observou-se que os modos de rotura plásticos mais baixo (modo 1), geralmente os mais dúcteis, ocorreram associados a grandes deslocamentos.

A temperaturas elevadas, tanto os resultados experimentais como os numéricos revelaram uma diminuição da resistência, e das rigidezes inicial e pós-limite para valores crescentes da temperatura. A diferente degradação das propriedades do material: do aço macio, do parafuso e soldaduras, revelou-se fundamental para o desenvolvimento de modos de rotura menos dúcteis. Em todos os T-stubs verificou-se que o modo de rotura é a rotura do parafuso, após grandes deformações plásticas do banzo junto da soldadura.

Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio financeiro da Fundação Portuguesa para a Ciência e Tecnologia para a investigação aqui apresentada através do projecto de investigação PTDC/ECM/110807/2009.

Bibliografia

ABAQUS. (2011). Abaqus Theory Manual, v.6.11. Karlsson; Sorensen, Inc., USA.

- EN1993-1-2. (2005). EN1993-1-2, Design of steel structures. Part 1-2, General rules -Structural fire design, Brussels: European Committee for Standardization, 2005. Brussels: CEN.
- EN1993-1-8. (2005). EN 1993-1-8, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-8: Design of joints. Brussels.
- Faella, C., Piluso, V., & Rizzano, G. (2000). Structural steel semirigid connections, Theory, design and software. U.S.: CRC Press.
- FEMA. (2002). World Trade Center building performance: study data collection, preliminary observations and recommendations. (T. McAllister, Ed.) Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency, Federal Insurance and Mitigation Administration.
- Girão Coelho A. M., Bijlaard, F., Gresnigt, N., Simões da Silva, L. (2004). Experimental assessment of the behaviour of bolted T-stub connections made up of welded plates, *Journal of Constructional Steel Research 60(2)*, 269-311.
- Girão Coelho, A., Simões da Silva, L., & Bijlaard, F. (2006). Finite-Element Modeling of the Nonlinear Behavior of Bolted T-Stub Connections. *Journal of Structural Engineering*, 132(6), 918-928.
- Hanus, F., Zilli, G., & Franssen, J. (2011). Behaviour of Grade 8.8 bolts under natural fire conditions – Tests and model. *Journal of Constructional Steel Research*, 67, 1292-1298.
- ImpactFire Research Project. (2012). PTDC/ECM/110807/2009, WP1: D1 Accidental loading scenario.
- Jaspart, J. (1991). Etude de la semi-rigidité des noeuds poutre-colonne et son influence sur la resistance des ossatures en acier. Ph.D. dissertation, University of Liége, Belgium.
- Martins, D. (2012). Variação das propriedades mecânicas do aço com a temperatura, Tese Mestrado. University of Coimbra.
- Paul Popov, E., Yang, T. and Chang, S. (1998). Design of steel MRF connections before and after 1994 Northridge earthquake. *Engineering Structures, 20*, 1030-1038.
- Piluso, V., Faella, C., & Rizzano, G. (2001). Ultimate behavior of bolted T-stubs. I: Theoretical model. *Journal of Structural Engineering*, 127(6), 686-693.
- Santiago, A., Simões da Silva, L., Vila Real, P., & Gameiro, L. V. (2008). Experimental investigation of the behaviour of a steel sub-frame under a natural fire. *International Journal of Steel and Composite Structures*, 8(3), 243-264.
- Zoetemeijer, P. (1974). A design method for the tension side of statically-loaded, bolted beam-to-column joints. *Heron*, 20(1), 1-59.



Volume 4. Número 1 (abril/2015). p. 52-72

ENCURVADURA LATERAL DE VIGAS METÁLICAS DE SECÇÃO ESBELTA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Carlos Couto¹, Paulo Vila Real^{1*}, Nuno Lopes¹ e Bin Zhao²

¹ Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Campus Universitário de Santiago 3810-193 Aveiro, Portugal, <u>ccouto@ua.pt</u>, <u>pvreal@ua.pt</u>, <u>nuno.lopes@ua.pt</u>

² CTICM, Centre Technique Industriel de la Construction Métallique, Parc Technologique L'Orme des Merisiers - Immeuble Apollo 91193 Saint Aubin, Paris, France, <u>bzhao@cticm.com</u>

Lateral-torsional buckling of steel beams with slender cross-sections in

case of fire

Resumo

Neste trabalho efetuou-se um estudo numérico alargado para avaliar o comportamento de vigas metálicas com secções esbeltas em situação de incêndio. A influência da encurvadura local na resistência à encurvadura lateral de vigas com secções de Classe 3 e Classe 4 é analisada e os resultados obtidos são comparados com a curva de encurvadura lateral presente nas fórmulas da Parte 1-2 do Eurocódigo 3. Demonstra-se que as regras atuais do Eurocódigo 3 não são adequadas, especialmente porque o cálculo da resistência das secções transversais de Classe 3 e 4 em situação de incêndio é impreciso. Com base numa metodologia desenvolvida pelos autores para o cálculo da resistência de secções de Classe 3 e 4, mostra-se que os resultados obtidos com a curva da Parte 1-2 do Eurocódigo 3 melhoram significativamente. Observa-se, porém, que a curva de encurvadura lateral atual pode ser melhorada em estudos futuros.

Palavras-chave: encurvadura lateral, vigas, incêndio, Classe 4, secções esbeltas

Abstract

In this work, an extended numerical study has been performed to investigate the behaviour of laterally unrestrained beams with slender cross-sections in case of fire. The influence of the local buckling on the lateral-torsional buckling of beams with Class 3 or Class 4 cross-sections is analysed and the results are compared with the existing design curve of Part 1-2 of Eurocode 3. It is demonstrated that the actual design rules of the Eurocode 3 are not accurate, especially because the assessment of the cross-sectional resistance of Class 3 and 4 sections in case of fire is not precise. Based on a methodology developed by the authors for the determination of the cross-sectional resistance of Class 3 and 4 sections, it is shown that the results obtained with the actual design curve of Part 1-2 of Eurocode 3 greatly improve. Although, it is demonstrated that this curve can be improved in future studies.

Keywords: lateral-torsional buckling, beams, fire, Class 4, slender cross-sections

* Autor correspondente

1 Introdução

Neste trabalho estuda-se a encurvadura lateral de vigas não restringidas lateralmente com secções esbeltas, ou seja, secções que são suscetíveis a fenómenos de encurvadura local, em situação de incêndio. O comportamento ao fogo de vigas não restringidas lateralmente tem sido estudado por diversos autores contudo são poucos os trabalhos onde se tenha abordado a encurvadura lateral em vigas com secções esbeltas. O Eurocódigo 3 (CEN, 2005a) classifica estas secções em que a encurvadura local ocorre antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal como sendo de Classe 4, a classe mais elevada. Porém, os autores demonstraram previamente (COUTO et al., 2014a, 2014b, 2014c) que, a temperaturas elevadas, a encurvadura local pode ocorrer também em secções de Classe 3 impedindo que se atinja o momento resistente elástico e, consequentemente, diminuindo a resistência à encurvadura lateral das vigas. Neste trabalho, realizou-se um estudo numérico com elementos finitos para avaliar a influência dos fenómenos de encurvadura local na resistência à encurvadura lateral de vigas com secções de Classe 3 e Classe 4 expostas a temperaturas elevadas. Apesar dos estudos sobre esta temática serem bastante reduzidos, em (RENAUD; ZHAO, 2006) encontra-se um estudo numérico onde os autores concluíram que, para vigas com secção de Classe 4, a curva atual de dimensionamento da Parte 1-2 do Eurocódigo 3 (EN 1993-1-2) (CEN, 2005b) é conservativa, no entanto, apenas algumas secções laminadas a quente foram estudadas. De facto, na definição das regras de cálculo em situação de incêndio, nomeadamente da Parte 1-2 do Eurocódigo 3, foi assumido que os modelos simplificados de cálculo eram adequados para o dimensionamento de vigas com secções de Classe 4 caso as recomendações do Anexo E fossem tidas em conta. De acordo com este anexo, é sugerido que se utilize uma secção efetiva determinada como à temperatura normal e que o valor de cálculo da tensão de cedência seja considerado igual à tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.2 % (f_{0.2p,0}, ver Figura 1), ou seja, a influência da encurvadura local é tida em conta reduzindo a resistência da secção transversal.

53



Figura 1 – Diagrama tensão-extensão do aço carbono a temperaturas elevadas (CEN, 2005b; FRANSSEN; VILA REAL, 2010).

Estas recomendações baseiam-se essencialmente no trabalho pioneiro de Ranby (RANBY, 1998) que estudou a encurvadura local em placas de Classe 4 a altas temperaturas. Sobre este assunto, os autores (COUTO et al., 2014a, 2014b, 2014c) chegaram às mesmas conclusões mostrando que para secções constituídas exclusivamente por placas de Classe 4 as recomendações do Anexo E dão bons resultados, mas, pelo contrário para as secções constituídas simultaneamente por placas de Classe 4 e de outras classes, estas recomendações conduzem a resultados inadequados. Adicionalmente, demonstraram que a encurvadura local poderá ocorrer em secções de Classe 3 em situação de incêndio, impedindo que se atinja o momento resistente elástico. Consequentemente, os autores propuseram uma nova metodologia para o cálculo da resistência das secções transversais de Classe 3 e Classe 4 em situação de incêndio que será apresentada posteriormente neste trabalho. Neste artigo, demonstra-se que utilizar esta metodologia em conjunto com a curva de encurvadura lateral preconizada na Parte 1-2 do Eurocódigo 3 em situação de incêndio, conduz a melhorias nos resultados quando comparados com os resultados obtidos numericamente com o programa SAFIR, embora se mostre também que estas curvas podem ainda ser melhoradas para o caso de vigas com secções transversais de Classe 3 e 4 em estudos futuros.

2 Encurvadura lateral de vigas com secções de Classe 3 e 4 em caso de incêndio

2.1 Eurocódigo 3 Parte 1-2

De acordo com a Parte 1-2 do Eurocódigo 3, em caso de incêndio, a resistência de uma viga não restringida lateralmente deverá ser verificada de acordo com a equação (1) para elementos com secção transversal de Classe 3 ou de acordo com a equação (2) para Classe 4.

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} W_{el,y} k_{y,\theta} f_y / \gamma_{M,fi}$$
⁽¹⁾

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} W_{eff,\min,y} k_{0.2p,\theta} f_y / \gamma_{M,fi}$$
⁽²⁾

onde $W_{el,y}$ é o módulo de flexão elástico, $W_{eff,y,\min}$ é o módulo de flexão efetivo calculado como à temperatura normal, $k_{y,\theta}$ e $k_{0.2p,\theta}$ são os fatores de redução (relativos a f_y) a altas temperaturas para a tensão de cedência do aço e para o limite convencional de proporcionalidade a 0.2%, f_y a tensão de cedência do aço e o respetivo fator de segurança a altas temperaturas $\gamma_{M,fi}$. Como se pode observar, as diferenças entre as Eqs. (1) e (2) são o uso do módulo de flexão efetivo ($W_{eff,y}$) e do limite convencional de proporcionalidade a 0.2% ($f_{0.2p,\theta} = k_{0.2p,\theta}f_y$) na Eq. (2), enquanto na Eq. (1), são usados o módulo de flexão elástico ($W_{el,y}$) e a tensão de cedência do aço a altas temperaturas ($f_{y,\theta} = k_{y,\theta}f_y$). O fator de redução para a encurvadura lateral em situação de incêndio é determinado por

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta} + \sqrt{\phi_{LT,\theta}^2 - \overline{\lambda}_{LT,\theta}^2}}$$
(3)

e

$$\phi_{LT,\theta} = 0.5 \left[1 + \alpha \overline{\lambda}_{LT,\theta} + \overline{\lambda}_{LT,\theta}^{2} \right]$$
(4)

onde

$$\alpha = 0.65\sqrt{235/f_y} \tag{5}$$

com a esbelteza adimensional a altas temperaturas dada pela equação (6) para secções de Classe 3 e pela equação (7) para secções de Classe 4.

$$\overline{\lambda}_{LT,\theta} = \overline{\lambda}_{LT} \sqrt{k_{y,\theta} / k_{E,\theta}}$$
(6)

$$\overline{\lambda}_{LT,\theta} = \overline{\lambda}_{LT} \sqrt{k_{0.2p,\theta} / k_{E,\theta}}$$
(7)

com

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{W_y f_y / M_{cr}} \tag{8}$$

onde W_y é o módulo de flexão elástico $W_{el,y}$ para secções de Classe 3 ou o módulo de flexão efetivo $W_{eff,y,min}$ para secções de Classe 4 e $k_{E,\theta}$ é o fator de redução para o módulo de *Young* a temperaturas elevadas dado na EN 1993-1-2 e M_{cr} é o momento crítico elástico para a encurvadura lateral dado na literatura, baseado nas propriedades da secção transversal bruta e tendo em conta as condições de carregamento, a distribuição real dos momentos fletores e os travamentos laterais.

2.2 Usando uma nova metodologia para calcular a resistência da secção

De acordo com a metodologia desenvolvida pelos autores em (COUTO et al., 2014b, 2014c) para determinar a resistência de secções de Classe 3 e Classe 4 em situação de incêndio, a equação (9) deverá ser utilizada para verificar a resistência de uma viga não restringida lateralmente em caso de incêndio. Nesta proposta $k_{y,\theta}$ é utilizado para secções de Classe 4 tal como para as restantes classes,

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} W_{new,eff,y} k_{y,\theta} f_y / \gamma_{M,fi}$$
(9)

com $\chi_{LT,fi}$ dado na Eq. (3) mas considerando a esbelteza adimensional a altas temperaturas dado por

$$\overline{\lambda}_{LT,\theta} = \overline{\lambda}_{LT} \sqrt{k_{y,\theta} / k_{E,\theta}}$$
(10)

O novo módulo de flexão efetivo – $W_{new,eff,y}$ – é calculado de acordo com os mesmos princípios à temperatura normal mas considerando os fatores de redução para a encurvadura de placa para elementos comprimidos internos como

$$\rho = \frac{\left(\overline{\lambda}_{p} + 0.9 - \frac{0.26}{\varepsilon}\right)^{1.5} - 0.055(3 + \psi)}{\left(\overline{\lambda}_{p} + 0.9 - \frac{0.26}{\varepsilon}\right)^{3}} \le 1.0$$
(11)

e para elementos comprimidos em consola

$$\rho = \frac{\left(\overline{\lambda}_{p} + 1.1 - \frac{0.52}{\varepsilon}\right)^{1.2} - 0.188}{\left(\overline{\lambda}_{p} + 1.1 - \frac{0.52}{\varepsilon}\right)^{2.4}} \le 1.0$$
(12)

com $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$ e a esbelteza adimensional da placa dado por

$$\overline{\lambda}_{p} = \frac{b/t}{28.4\varepsilon\sqrt{k_{\sigma}}} \tag{13}$$

3 Modelo numérico

O modelo numérico utilizado neste trabalho foi implementado no programa SAFIR, que foi desenvolvido especificamente para o cálculo estrutural em situação de incêndio (FRANSSEN, 2005). Efetuaram-se análises geometricamente e materialmente não lineares com imperfeições recorrendo a elementos finitos de casca. As vigas foram discretizadas com elementos finitos de casca com quatro nós com seis graus de liberdade (3 deslocamentos e 3 rotações), adotando a formulação de Kirchoff. O critério de cedência é definido pela superfície de Von Mises de acordo com o diagrama tensão-extensão da EN 1993-1-2 (ver Figura 1) e com os respetivos fatores de redução a temperaturas elevadas ($k_{y,\theta}$, $k_{p,\theta}$ e $k_{E,\theta}$) (CEN, 2005b). A integração nos elementos casca segue um esquema de Gauss com 2×2 pontos de integração na superfície e 4 pontos de integração ao longo da sua espessura. Os elementos de casca utilizados no programa SAFIR, tal como a sua capacidade de representar os fenómenos de encurvadura local foram validados previamente por Talamona e Franssen (TALAMONA; FRANSSEN, 2005). Considerou-se a temperaturas constante na secção e no elemento para permitir uma comparação direta com as fórmulas simplificadas de cálculo. Para determinar numericamente a capacidade resistente das vigas não restringidas lateralmente, primeiro o elemento foi aquecido até à temperatura desejada e em seguida aplicou-se o carregamento que foi incrementado ao longo do tempo até se atingir o colapso. Consideraram-se vigas apenas com um vão e apoios em forquilha. Os deslocamentos verticais (Uz) foram restringidos em ambas as extremidades da viga (ver Figura 2) no banzo inferior e os deslocamentos laterais (Uy) foram igualmente restringidos em ambas as extremidades ao longo da alma, para impedir o deslocamento de corpo rígido numa das extremidades restringiu-se também o deslocamento no eixo da viga (Ux).



Figura 2 – Ilustração das condições fronteira utilizadas no modelo numérico.

O carregamento foi aplicado através de cargas pontuais distribuídas nos banzos e na alma. Para evitar problemas numéricos, considerou-se uma camada adicional de elementos de casca com uma espessura maior nas extremidades das vigas.

As imperfeições geométricas foram introduzidas no modelo alterando as coordenadas dos nós para representar a pior situação para determinar a capacidade resistente das vigas à encurvadura lateral em situação de incêndio. Assim, considerou-se o modo de encurvadura dado através de uma análise linear de estabilidade realizada com o programa Cast3M (CEA, 2012). Seguindo as recomendações do Anexo C da EN 1993-1-5 (CEN, 2006) para a análise por elementos finitos, considerou-se também uma combinação dos modos globais e locais (ver Figura 3), em que a amplitude do primeiro

modo foi considerada como a imperfeição principal e a do segundo modo foi reduzida para 70%. A amplitude das imperfeições foi considerada como 80% das tolerâncias de fabrico dadas na EN 1090-2 (CEN, 2008) conforme sugerido no mesmo anexo. Isto é, para o modo global considerou-se uma amplitude de 80% de *L*/750 em que *L* é o vão da viga, e para o modo local 80% de *b*/100 ou 80% de *h*_w/100, onde *b* é a largura do banzo e h_w é a altura da alma dependendo do nó onde ocorre o maior deslocamento no modo local. Seguiu-se também a recomendação da norma para que uma imperfeição mínima de 4mm na alma fosse considerada.



Figura 3 – Modos de encurvadura: a) global e b) local para introduzir as imperfeições.

As tensões residuais foram introduzidas nos modelos numéricos com os diagramas (ECCS, 1984) indicados na Figura 4. Os valores adoptados para as tensões residuais estão de acordo com (ECCS, 1976, 1984) conforme usados num estudo anterior (ECCS, 2000).





Como referido anteriormente, são escassos os estudos sobre a capacidade resistente de vigas não restringidas lateralmente com secções esbeltas em situação de incêndio.

No âmbito do projeto Europeu de Investigação FIDESC4 (FIDESC4, 2014), foram ensaiadas duas vigas a temperaturas elevadas tendo sido comparados os resultados experimentais com os resultados numéricos pelos autores em (FIDESC4, 2014; PRACHAŘ et al., 2014) onde se obteve uma boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais, validando-se desta forma o programa SAFIR para o cálculo da resistência à encurvadura lateral de vigas de secção esbelta em situação de incêndio.

4 Influência das tensões residuais

Nesta secção, a influência das tensões residuais é investigada para as secções descritas na Tabela 1. Foram considerados perfis soldados e laminados a quente com os diagramas das tensões residuais indicados na Figura 4. Da Figura 5 à Figura 8 os resultados da resistência à encurvadura lateral são comparados considerando ou não as tensões residuais em termos do fator de redução da encurvadura lateral $\chi_{LT,fi}$. Neste caso consideraram-se diferentes tipos de aço. As temperaturas consideradas foram 350°C, 450°C, 550°C e 700°C.

Tabela 1 – Secções transversais consideradas no estudo para avaliar a influência das tensões residuais na resistência à encurvadura lateral (Classificação aço S355).

Dimensões		Classificação					
$(h_w \times t_w + B \times t_f)$	Aço	(a título de exemplo para o aço S355					
(mm)		Alma	Banzo	Secção			
450 × 6 + 150 × 15		3	1	3			
$450 \times 4 + 150 \times 10$	S235, S275,	4	3	4			
450 × 6 + 150 × 8	S355 e S460	3	3	3			
450 × 4 + 150 × 5		4	4	4			



60

Figura 5 – Influência das tensões residuais em perfis a) laminados a quente e b) soldados na resistência à encurvadura lateral de vigas com secções transversais $450 \times 6 + 150 \times 15$.



Figura 6 – Influência das tensões residuais em perfis a) laminados a quente e b) soldados na resistência à encurvadura lateral de vigas com secções transversais

 $450 \times 4 + 150 \times 10.$



soldados na resistência à encurvadura lateral de vigas com secções transversais

450 × 6 + 150 × 8.



a) b)
 Figura 8 – Influência das tensões residuais em perfis a) laminados a quente e b)
 soldados na resistência à encurvadura lateral de vigas com secções transversais
 450 × 4 + 150 × 5.

Tal como se pode verificar, a influência das tensões residuais é pequena para ambos os diagramas de tensões, ou seja, perfis laminados a quente ou soldados, e os resultados são praticamente idênticos para ambos os casos. Pode concluir-se que, a resistência à encurvadura lateral de vigas com secções transversais esbeltas em situação de incêndio não é influenciada pelo tipo de diagrama de tensões residuais, ou seja, não depende do processo de fabrico da secção. Apesar da pouca influência, no restante trabalho considerou-se sempre o diagrama de tensões residuais correspondentes ao diagrama dos perfis soldados da Figura 4.

5 Comparação dos resultados numéricos com as fórmulas do Eurocódigo 3

Nesta secção, é efetuada a comparação entre os resultados numéricos do SAFIR e os modelos simplificados através das fórmulas preconizadas na Parte 1-2 do Eurocódigo 3 para verificar a resistência mecânica ao fogo de vigas não restringidas lateralmente. Consideraram-se várias secções de Classe 3 e 4, vários tipos de aço (ver Tabela 2) e várias temperaturas (350°C, 450°C, 550°C e 700°C) num total de aproximadamente 8500 resultados numéricos.

Dimensões (h _w × t _w + B × t _f) (mm)	Aço	Espessura do banzo (t _f) (mm)
$450 \times 4 + 150 \times t_{f}$		5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15
$450 \times 4 + 200 \times t_{f}$		7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20
$450 \times 4 + 250 \times t_{f}$	S235, S275,	8, 10, 11.5, 13, 15, 16.5, 18, 20, 21.5, 23, 25
450 × 6 + 150 × t _f	S355 e S460	8, 8.1, 8.2, 8.3, 8.4, 8.5, 9, 9.5, 10, 11.5, 13, 15, 16.5, 18, 20, 21.5, 23, 25
$450 \times 6 + 250 \times t_{f}$		13, 13.5, 14, 14.5, 15, 15.5, 16, 18, 20, 23, 25

Tabela 2 – Secções transversais consideradas no estudo numérico.

Na Figura 9 mostra-se a comparação entre os resultados numéricos através de uma análise por elementos finitos com o SAFIR e as fórmulas atuais da EN 1993-1-2 para

62

diferentes tipos de aço. Na Figura 10, a precisão das fórmulas da EN 1993-1-2 são igualmente comparadas com os resultados obtidos no SAFIR. Nestas figuras, a resistência da secção transversal foi calculada de acordo com a EN 1993-1-2 conforme a Eq. (14) para secções de Classe 3 e a Eq. (15) para secções de Classe 4.

$$M_{Rd,EC3} = W_{el,y}k_{y,\theta}f_y / \gamma_{M,fi}$$
(14)

$$M_{Rd,EC3} = W_{eff,y} k_{0.2p,\theta} f_y / \gamma_{M,fi}$$
(15)





Figura 9 – Comparação entre a curva de resistência à encurvadura lateral da EN 1993-1-2 e os resultados numéricos.



Figura 10 – Precisão das fórmulas atuais da EN 1993-1-2.

Conforme se pode observar na Figura 9 e Figura 10, a metodologia atual da EN 1993-1-2 necessita de ser melhorada. Refira-se porém que, conforme se observa na Figura 9 a influência da qualidade do aço, tida em conta na definição do fator de imperfeição α (ver Eq. (5)), está a ser bem representada, uma vez que não se distinguem diferenças significativas nos gráficos apresentados. As principais diferenças são obtidas para valores de esbelteza adimensional $\overline{\lambda}_{LT,\theta} < 0.5$ onde a resistência à encurvadura lateral depende essencialmente da capacidade resistente da secção transversal. Para vigas com secção de Classe 3, os resultados são maioritariamente inseguros enquanto para Classe 4 os resultados são demasiado conservativos. Estas conclusões estão de acordo com (COUTO et al., 2014a, 2014b, 2014c) onde os autores mostraram que as diferenças obtidas no cálculo da EN 1993-1-2 e numericamente com as análises por elementos finitos eram nesta ordem de grandeza, ou seja, cerca de 40%. As diferenças obtidas no cálculo da resistência da secção transversal entre os modelos da EN 1993-1-2 e numericamente com as análises por elementos finitos eram nesta ordem de grandeza, ou seja, cerca de 40%.



Figura 11 – Comparação entre a resistência da secção transversal calculada de acordo com a EN 1993-1-2 (EC3) e numericamente com o SAFIR.

Na Figura 12, comparam-se os resultados obtidos para a resistência da secção transversal obtida numericamente com o SAFIR (FEA) e de acordo com a proposta desenvolvida pelos autores em (COUTO et al., 2014a, 2014b, 2014c), aqui designada por "FIDESC4" por ter sido adotada no projeto Europeu de Investigação FIDESC4 é. Desta forma a resistência da secção transversal é calculada por (ver secção 2.2)

$$M_{Rd,FIDESC4} = W_{new,eff,y} k_{y,\theta} f_y / \gamma_{M,fi}$$
(16)



Figura 12 - Comparação entre a resistência da secção transversal calculada de acordo com a Eq. 16 (FIDESC4) (COUTO et al., 2014a) e numericamente com o SAFIR (FEA).

Na Figura 13, os resultados obtidos numericamente com o SAFIR (FEA) para a resistência à encurvadura lateral de vigas em situação de incêndio são comparados com as fórmulas atuais da EN 1993-1-2 mas considerando o cálculo da resistência da secção transversal de acordo com a proposta FIDESC4. Na Figura 14, a precisão das fórmulas atuais da EN 1993-1-2 são comparadas com os resultados numéricos calculados com o SAFIR mas considerando a capacidade resistente da secção transversal calculada com a proposta FIDESC4.




Figura 13 – Comparação entre a curva de resistência à encurvadura lateral da EN 1993-1-2 e os resultados considerando a proposta FIDESC4 para a secção transversal.



Figura 14 – Precisão das fórmulas atuais da EN 1993-1-2 considerando a proposta FIDESC4 para a secção transversal.

Como se pode observar, os resultados melhoram, existindo maior concordância entre os resultados numéricos e a resistência à encurvadura lateral em situação de incêndio calculada com as fórmulas da EN 1993-1-2 quando se considera a resistência da secção transversal calculada de acordo com a proposta FIDESC4. No entanto, verifica-se que esta curva poderá ser melhorada e que estudos aprofundados nesse sentido deverão ser realizados no futuro.

6 Conclusões

Neste estudo, o comportamento de vigas sujeitas a momentos uniformes aplicados nas extremidades com secções transversais esbeltas foi investigado em situação de incêndio recorrendo ao programa de cálculo SAFIR. Foram utilizados elementos de casca em perfis com várias secções de Classe 3 e 4 bem como diferentes temperaturas e tipos de aço. Observou-se que as regras atuais preconizadas na Parte 1-2 do Eurocódigo 3 para verificar a resistência à encurvadura lateral de vigas não restringidas lateralmente em situação de incêndio não conduzem a resultados adequados uma vez que dependem da resistência da secção transversal e tal como se demonstrou, a metodologia de cálculo da Parte 1-2 do Eurocódigo 3 para determinar a resistência da secção transversal e tal como se demonstrou, a

resultados numéricos calculados com o SAFIR. Em especial, para secções de Classe 3 observou-se que os resultados eram inseguros para esbeltezas de vigas pequenas. Uma nova metodologia desenvolvida pelos autores para calcular a resistência da secção transversal de secções de Classe 3 e 4 foi utilizada para verificar a validade da curva de encurvadura lateral atualmente existente na Parte 1-2 do Eurocódigo 3. Foi demonstrado que os resultados obtidos com os modelos simplificados utilizando esta metodologia melhoram consideravelmente quando comparados com os resultados obtidos numericamente. Porém, observa-se que é possível ainda melhorar a curva atual de resistência à encurvadura lateral em situação de incêndio e que essa possibilidade deve ser objeto de estudos futuros. Adicionalmente, com o estudo da influência das tensões residuais na resistência à encurvadura lateral, concluiu-se que a sua influência é reduzida e que a resistência mecânica das vigas praticamente não depende do processo de fabrico das secções transversais.

7 Agradecimentos

O trabalho realizado neste artigo foi financiado pela Comissão Europeia, através do Research Fund for Coal and Steel no âmbito do Projeto de Investigação Europeu "FIDESC4 - Fire Design of Steel Members with Welded or Hot-rolled Class 4 Crosssections", com a referência RFSR-CT-2011-00030.

8 Referências bibliográficas

CEA. CAST 3M is a research FEM environment; its development is sponsored by the French Atomic Energy Commission http://www-cast3m.cea.fr/>. 2012.

CEN. EN 1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels, European Committee for Standardisation, 2005a.

CEN. EN 1993-1-2, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design, Brussels, European Committee for Standardisation, 2005b.

CEN. EN 1993-1-5, Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements, Brussels, European Committee for Standardisation, 2006.

CEN. EN 1090-2: Execution of steel structures and aluminium structures - Part 2: Technical requirements for steel structures, Brussels, European Committee for Standardisation, 2008.

COUTO, C.; VILA REAL, P.; LOPES, N.; ZHAO, B. A new design method to take into account the local buckling of steel cross-sections at elevated temperatures, 8th International Conference on Structures In Fire. SiF'14, Shanghai, China: 2014a

COUTO, C.; VILA REAL, P.; LOPES, N.; ZHAO, B. **Resistance of steel cross-sections with local buckling at elevated temperatures**. submitted to Journal of Constructional Steel Research, 2014b.

COUTO, C.; VILA REAL, P.; LOPES, N.; ZHAO, B. Effective width method to account for the local buckling of steel thin plates at elevated temperatures. Thin-Walled Structures, v. 84, p. 134–149, nov. 2014c.

ECCS. Manual on Stability of Steel Structures. Publication No. 22. European Convention for Constructional Steelwork Technical Committee No. 8, 1976.

ECCS. Ultimate limit state calculation of sway frames with rigid joints. Publication No. **33.** European Convention for Constructional Steelwork Technical Committee No. 8, 1984.

ECCS. New lateral torsional buckling curves kLT - numerical simulations and design formulae. European Convention for Constructional Steelwork Technical Committee No. 8, 2000.

FIDESC4. Fire Design of Steel Members with Welded or Hot-Rolled Class 4 Cross-Section, RFCS-CT-2011-00030, 2011-2014, Techinal Report No.5. 2014.

FRANSSEN, J.-M. SAFIR, **A Thermal/Structural Program Modelling Structures under Fire**. Engineering Journal, A.I.S.C., v. 42, n. 3, p. 143–158, 2005.

FRANSSEN, J.-M.; VILA REAL, P. Fire design of steel structures. ECCS : Ernst & Sohn, 2010.

PRACHAŘ M., LOPES N., COUTO C., JANDERA M., VILA REAL P., WALD F. Lateral torsional buckling of Class 4 Steel Plate Girders Under Fire Conditions: Experimental and Numerical Comparison. In: WALD F., BURGESS I., KWASNIEWSKI L., HOROVÁ K., C.

E. (Ed.). Benchmark studies - Experimental validation of numerical models in fire engineering. CTU Publishing House, Czech Technical University in Prague, 2014. p. 21 – 33.

RANBY, A. **Structural fire design of thin walled steel sections.** Journal of Constructional Steel Research, v. 46, n. 1–3, p. 303–304, abr. 1998.

RENAUD, C.; ZHAO, B. Investigation of simple calculation method in EN 1993-1-2 for buckling of hot rolled class 4 steel members exposed to fireFourth International Workshop Structures in Fire, SiF'06, Aveiro, Portugal: 2006

TALAMONA, D.; FRANSSEN, J.-M. **A Quadrangular Shell Finite Element for Concrete and Steel Structures Subjected to Fire**. Journal of Fire Protection Engineering, v. 15, n. 4, p. 237–264, 1 nov. 2005. Volume 4. Número 1 (abril/2015). p. 73-93



Comportamento à flexão de vigas em aço enformadas a frio em situação de incêndio

Luís Laím¹ e João Paulo C. Rodrigues^{1*}

¹ ISISE - Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering, Universidade de Coimbra, Portugal

Flexural behaviour of cold-formed steel beams in fire situation

Resumo

Este trabalho de pesquisa teve como objetivo estudar o desempenho estrutural de vigas em aço enformadas a frio sujeitas à flexão e em situação de incêndio, com base em resultados de um alargado programa de ensaios experimentais de resistência ao fogo. Nestes ensaios procurou-se assim estimar os modos de rotura de diferentes tipos de vigas (vigas C, Ienrijecido, R e 2R) e as respetivas temperaturas e tempos críticos. Depois de validado o modelo numérico, construído no programa de elementos finitos Abaqus, procurou-se efetuar um estudo paramétrico. Neste foram avaliadas outras características das vigas não analisadas experimentalmente, nomeadamente, a influência do comprimento do vão, do nível de carregamento inicial nas vigas e das imperfeições geométricas das mesmas em situação de incêndio. Os resultados deste estudo revelaram acima de tudo que as imperfeições podem afetar a temperatura crítica das vigas em 20 % e a carga de serviço em 70 %.

Palavras-chave: aço enformado a frio (chapa dobrada), vigas, resistência ao fogo, elementos finitos, ensaios experimentais.

Abstract

This paper is mainly aimed at the structural performance of cold-formed galvanized steel beams under flexural and fire conditions, based on the results of a large programme of experimental tests and numerical simulations. Therefore, firstly several experimental fire tests on cold-formed steel beams were undertaken to obtain the failure modes of the studied beams (C, lipped-I, R and 2R beams) as well as their critical time and temperatures. After validating the developed finite element model, using the advanced finite element program Abaqus, a parametric analysis was carried out. This one was focused on the study of the influence of the section geometry, initial applied load on the beam, span and magnitude of the initial geometric imperfections of the beams on their structural behaviour. The results of this research work show mainly that the initial applied load and the magnitude of the initial geometric imperfections of the beams may reduce their critical temperature by 70% and 20%, respectively.

Keywords: cold-formed steel, beams, fire resistance, finite elements, experimental tests.

Simbologia

Ε	Módulo de elasticidade longitudinal do aço
L	Comprimento do elemento estrutural
M _{b,fi, θ,Rd}	Momento fletor aplicado na viga em situação de incêndio
M _{b,RD}	Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral da viga à temperatura ambiente
d	Deslocamento vertical do macaco hidráulico para aplicação da carga
f_p	Tensão limite de proporcionalidade do aço
f_{y}	Tensão efetiva de cedência do aço
t	Tempo de exposição ao fogo
	Espessura da seção transversal dos perfis enformados a frio
$ heta_c$	Temperatura crítica da viga

 $\hat{\mathcal{X}}$ Esbelteza normalizada para a encurvadura lateral

1 Introdução

O facto dos perfis de aço enformados a frio (chapa dobrada) apresentarem elevada esbelteza das paredes das seções transversais, elevada relação entre a largura e a espessura das mesmas, e de apresentarem baixa rigidez torsional (muito inferior à rigidez de flexão) pela não coincidência dos centros de corte e de gravidade, proporcionam a ocorrência de diversos fenómenos de instabilidade. Neste sentido, muitos dos estudos existentes procuram avaliar individual e interactivamente os fenómenos de instabilidade local e distorcional (Chu *et al.*, 2006; Dinis e Camotim, 2010; Laím *et al.*, 2013; Yu e Schafer, 2003; Yu e Schafer, 2007). Além disso, o comportamento de vigas em aço enformado a frio em situação de incêndio é ainda um assunto muito pouco abordado, existindo uma enorme reserva no que respeita ao dimensionamento deste tipo de estruturas. A alta condutibilidade térmica do aço aliada ao elevado fator de massividade destes elementos estruturais, conduz a que a temperatura nestes rapidamente seja igual à da sua envolvente. Por sua vez, a

penalizadoras em elementos com seção transversal de classe 4. A própria EN 1993-1-2:2004 também determina que as estruturas com seções transversais da classe 4 não verificam segurança ao fogo quando as suas temperaturas ultrapassam os 350 °C. No entanto, dos poucos estudos que existem relativamente à capacidade estrutural de vigas, concluiu-se que estas apresentam capacidade portante pelo menos até os 500 °C (Kankanamge, 2010) ou até mesmo os 700 °C (Lu *et al.*, 2007; Laím e Rodrigues, 2011). Um dos motivos apontados por Lu *et al.* (2007) para este aumento de resistência ao fogo é o efeito de catenária, que permite que as vigas desenvolvam grandes extensões de tração junto dos apoios, tal como em vigas de aço laminado a quente.

A modelação numérica por elementos finitos também tem um papel cada vez mais preponderante na avaliação deste tipo de elementos, uma vez que as suas previsões geralmente têm uma correspondência boa com os modos de encurvadura experimental. As simulações mostram que o modo de encurvadura é um parâmetro chave que influencia a resistência à flexão das vigas (Wang e Zhang, 2009). Estas simulações requerem, porém, quase sempre, o uso de análises não-lineares geométrica e do comportamento reológico do material com elementos finitos do tipo casca (Schafer et al., 2010). As imperfeições geométricas nos elementos de aço enformado a frio são outro factor relevante a considerar no cálculo da resistência destes elementos, embora alguns autores defendam que quanto maior for a temperatura que os elementos resistem, menor é a influência destas imperfeições (Alves, 2006). Por outro lado, Kaitila (2002) sugere que as imperfeições globais têm mais influência no valor da carga última do elemento face às imperfeições locais, e segundo Feng et al. (2004) a curva de encurvadura para colunas estabelecida na EN 1993-1-2:2004, originalmente desenvolvida para elementos em aço laminado a quente, parece obter resultados seguros aceitáveis.

Em suma, a maioria dos estudos realizados sobre esta temática são maioritariamente de domínio numérico, existindo poucos estudos experimentais. Além disso, a grande maioria destes estudos abordam apenas o comportamento estrutural de elementos simples, isto é, constituídos por apenas um perfil. Deste modo, o presente trabalho de pesquisa tem como objetivo analisar o comportamento à flexão de diferentes tipos de

vigas em aço enformadas a frio em situação de incêndio, com base num alargado programa de ensaios experimentais e de simulações numéricas. Neste estudo procurou-se assim, em primeiro lugar, avaliar experimentalmente, através de ensaios de flexão de quatro pontos, os modos de colapso das diferentes vigas (vigas C, Ienrijecido, R e 2R, ou seja, com seções transversais constituídas por diferentes números de perfis em aço enformado a frio aparafusados entre si) e as respetivas temperaturas e tempos críticos. Posteriormente, desenvolveu-se e validou-se um modelo numérico no programa de elementos finitos Abaqus com recurso aos resultados daqueles ensaios experimentais. Por fim, outras características das vigas não analisadas experimentalmente foram investigadas num estudo numérico paramétrico, nomeadamente, a influência do comprimento do vão, do nível de carregamento inicial nas vigas e das imperfeições geométricas das mesmas em situação de incêndio.

2 Análise experimental

2.1 Provetes de ensaio

Os provetes de ensaio consistiram assim em vigas C, I-enrijecido, R e 2R, as quais eram formadas por um ou mais perfis de aço galvanizado enformados a frio, nomeadamente, por perfis U e C (fig. 1). Ambos os perfis tinham 2,5 mm de espessura e banzos com 43 mm de largura. O raio interno das dobras dos respetivos perfis e os enrijecedores nas extremidades dos banzos dos perfis C mediam respetivamente 2 e 15 mm. Por fim, a altura da seção transversal dos perfis C era de 250 mm, enquanto a dos perfis U era de 255 mm, de modo a que estes perfis pudessem ser encaixados sobre os perfis C, como se pode visualizar na Figura 1. O vão das vigas era ainda de 3 m, devido às limitações geométricas do forno horizontal de resistência ao fogo disponível no Laboratório de Ensaios de Materiais e Estruturas (LEME) da Universidade de Coimbra (UC). Note-se que as vigas I-enrijecido consistiam em dois perfis C aparafusados um contra o outro pelas almas, as vigas R em um perfil C e um perfil U encaixados um no outro em forma de caixão e parafusados pelos banzos e, por fim, as vigas 2R em duas vigas R parafusadas pelas almas dos perfis C. Todos estes perfis eram

parafusados uns nos outros através de parafusos auto-atarrachantes S-MD03Z 6,3x19 da Hilti com afastamentos entre si ao longo da viga de aproximadamente 1 m (L/3). Os perfis eram ainda da classe estrutural S280GD+Z e os parafusos da classe S235.



2.2 Sistema experimental

Na Figura 2 apresenta-se várias vistas do sistema experimental utilizado nos ensaios de resistência ao fogo das respetivas vigas. Este era essencialmente constituído por um pórtico de reação (1), um macaco hidráulico (2), um forno elétrico (3) e por dois apoios, um simples e outro duplo (4), de modo a obter uma viga isostática simplesmente apoiada. Como se pode visualizar o carregamento foi aplicado na viga (5) em dois pontos de modo a dividir a viga em três troços de igual comprimento (1 m, i.e., um terço do vão) e fazendo com que esta no troço intermédio apresentasse flexão pura. O carregamento foi aplicado por um macaco hidráulico de duplo efeito RR 3014 da ENERPAC (2), que por sua vez estava suspenso num pórtico de reação HEB 300 (1) e era controlado por uma central servo-hidráulica W+B NSPA700/DIG2000. O carregamento aplicado no provete foi ainda medido através de uma célula de carga F204 da Novatech com 250 kN de capacidade (6). Entre o macaco hidráulico de duplo efeito (2) e o provete de ensaio (5) foi instalado um sistema de redistribuição de carga constituída por um pilar HEA 160 (7) e uma viga HEB 140 (8), ambos preenchidos entre os banzos com concreto leve de proteção ao fogo, de modo a manter a integridade destes elementos durante todos os ensaios de resistência ao fogo. O pilar HEA 160 (7) permitiu assim transmitir a carga proveniente do macaco hidráulico (2) à viga HEB 140 (8) e esta, consequentemente, teve como função de redistribuir a carga sobre o provete de ensaio (5) em dois pontos equidistantes relativamente ao seu centro. Além disso, neste sistema de redistribuição foram também instaladas duas rótulas (9, 10) com o intuito de acomodar o carregamento aplicado às deformações locais e globais da viga (5) durante o respetivo ensaio, em especial às deformações laterais. As vigas ensaiadas foram assim submetidas a altas temperaturas através de um forno horizontal modular elétrico de resistência ao fogo (3). Este tinha 4,5 m de comprimento e 1 m de largura e altura e ainda uma temperatura máxima de aquecidas numa extensão de aproximadamente 2,6 m do seu vão, uma vez que os apoios foram protegidos com lã cerâmica a fim de preservá-los durante todos os ensaios. Este sistema de apoios era composto por um apoio simples (que permitia rotação e deslocamento na direção longitudinal da viga) e um duplo (que permitia apenas rotação) (4) em aço refratário A310, e ambos com restrição à rotação lateral.



Figura 2 – Sistema experimental de ensaios de resistência ao fogo de vigas

2.3 Plano e procedimento de ensaio

Os ensaios experimentais em vigas de aço galvanizado enformado a frio foram assim realizados no Laboratório de Ensaios de Materiais e Estruturas (LEME) do Departamento de Engenharia Civil (DEC) da Universidade de Coimbra (UC), em Portugal. O programa experimental englobou um total de 12 ensaios de resistência ao fogo, uma vez que foi analisado o comportamento à flexão de 4 vigas (C, I-enrijecido, R e 2R) com seções transversais diferentes em situação de incêndio; e por cada tipo de seção transversal (B-C i, B-I i, B-R i e B-2R i, onde *i* representa o número do ensaio)

foram realizados três ensaios, de modo a adquirir uma melhor correlação dos resultados. Neste trabalho procurou-se portanto estudar seções transversais de vigas com o mesmo tipo e dimensão das mais comuns nos edifícios de construção metálica em perfis de aço enformados a frio em Portugal.

Todos os ensaios foram efetuados em duas etapas. Primeiro, os provetes de ensaio foram carregados à velocidade constante de 1 kN/s até atingir 50 % do valor de cálculo do respetivo momento resistente, calculado de acordo com as EN 1993-1-1:2004, EN 1993-1-3:2004 e EN 1993-1-5:2006, carregamento que pretendeu simular a carga de serviço a que a viga estaria sujeita numa estrutura real. Posteriormente, com a carga mantida constante, a viga foi aquecida até à sua instabilização, sendo a ação térmica aplicada por um forno horizontal modular elétrico programado para seguir a curva de incêndio padrão ISO 834:1999. Nestes ensaios mediram-se também temperaturas no forno e no provete, assim como, deslocamentos verticais (fig. 3), a fim de determinar a resistência ao fogo das vigas e a respetiva temperatura crítica. A aquisição de dados foi realizada com um Data Logger TDS 530 da TML.



Figura 3 – Instrumentação dos provetes de ensaio

3 Análise numérica

3.1 Tipo de elemento finito

A biblioteca do programa de elementos finitos Abaqus dispõe de uma grande variedade de elementos finitos com diferentes tipos, nomeadamente, elementos sólidos, casca, viga, entre outros. Neste trabalho, para as simulações do processo de transferência de calor, utilizou-se um elemento finito sólido, quadrilateral, linear e de

quatro nós (DC2D4) na discretização dos perfis das respetivas vigas. Por outro lado, para as simulações do comportamento estrutural das vigas, adotaram-se elementos finitos do tipo casca, S4R, e do tipo sólido, C3D8R, na discretização dos perfis e dos parafusos, respetivamente. Note-se que o elemento S4R pode ser utilizado tanto para a análise de cascas espessas como finas e é um elemento correntemente referenciado na literatura para a análise estrutural de elementos de aço enformados a frio. O elemento S4R é, assim, do tipo casca (S), de quatro nós com interpolação de primeira ordem ou linear (4), com deformação finita de membrana e integração reduzida (R). A integração reduzida, em algumas análises, tem a vantagem de reduzir o tempo de cálculo porque é um elemento com um único ponto de integração no centro do elemento. Este possui ainda seis graus de liberdade em cada nó (três componentes de translação e três de rotação), e é um elemento que permite variações da espessura e considera o efeito da deformabilidade por esforço transverso. Por fim, o elemento C3D8R é um elemento contínuo (C), tridimensional (3D), com oito nós (8) e com integração reduzida (R). O elemento C3D8R também possuiu uma formulação com interpolação de primeira ordem ou linear, e tem a opção hourglass control, que permite melhorar a resolução de problemas relacionados com a obtenção de soluções oscilatórias, exibindo modos espúrios, ou seja, quando a matriz se torna singular ou quase singular (quando a matriz não admite inversa). Por fim e ao contrário do elemento S4R, o elemento C3D8R apresenta apenas três graus de liberdade de translação por cada nó.

3.2 Malha de elementos finitos

As vigas de aço enformado a frio foram discretizadas automaticamente numa malha de elementos finitos com uma dimensão aproximada de 10 x 10 mm para as vigas C, Ienrijecido e R, e 15 x 15 mm para as vigas 2R. As vigas 2R apresentaram uma malha ligeiramente menos refinada para que o tempo de processamento de cálculo neste tipo de vigas não aumentasse muito relativamente aos outros tipos de vigas e que ao mesmo tempo não diminuísse a precisão dos resultados. Em relação aos parafusos foi adotada uma malha com uma dimensão aproximada de 2 x 2 x 2 mm. Desta forma, por cada metro linear de comprimento as vigas C, I-enrijecido, R e 2R foram subdivididas em aproximadamente 4000, 9100, 7900 e 8400 elementos, ligados entre si por

intermédio de aproximadamente 4100, 9300, 8100 e 8700 pontos discretos (nós), respetivamente. Por último, os parafusos foram subdivididos em 334 elementos, ligados entre si por intermédio de 498 nós.

3.3 Propriedades mecânicas dos materiais

Na modelação do material das vigas de aço enformado a frio e dos parafusos foi considerado um comportamento reológico não-linear e isotrópico, com critério de cedência de Von Mises. Neste sentido, foi assumido uma relação tensão-extensão tetra-linear e bilinear para a lei constitutiva do material das vigas e dos parafusos, respetivamente (fig. 4). Em relação aos parafusos foi assim adotado um comportamento elástico perfeitamente plástico, com módulo de Young, E, e tensão de cedência do aço, f_{y} , igual a 210 GPa e 235 MPa, respetivamente para a temperatura ambiente, uma vez que este tipo de parafusos pertence à classe S235. Por outro lado, a curva tensão-extensão, que traduz a lei constitutiva do material dos perfis, foi representada por um primeiro troço linear até à tensão limite de proporcionalidade do aço ($f_p = 0.7 \times f_y$). A inclinação deste troço linear, bem como, o valor da f_y foram respetivamente considerados iguais a 210 GPa e 295 MPa à temperatura ambiente. Note-se que estes valores foram obtidos em ensaios de tração à temperatura ambiente de provetes de aço recolhidos diretamente do meio da alma dos perfis. O comportamento gradual de cedência do aço foi assim idealizado por uma relação bilinear com dois módulos de elasticidade longitudinal diferentes ($E_1 \in E_2$) entre $f_p \in f_{y}$, com uma tensão intermédia igual a 0,875 x f_y . Por fim, o endurecimento do aço foi representado por um último segmento linear com o módulo de elasticidade longitudinal E₃. Os valores de E₁, E₂ e E₃ foram respetivamente iguais a 80000, 20000 e 1050 MPa ($E_3 = E / 200$) à temperatura ambiente, tal como, alguns investigadores da área sugerem (Feng et al., 2004). Com o intuito de modelar ainda as degradações mecânicas dos materiais com a temperatura, a tensão de cedência e o módulo de elasticidade do aço dos parafusos foram afetados com os respetivos fatores de redução estabelecidos na EN 1993-1-2:2004, enquanto a tensão de cedência do aço dos perfis foi afetado pelos respetivos fatores de redução apresentados no mesmo Eurocode, mas do anexo E (secções de classe 4); e, por último, os fatores de redução para o módulo de elasticidade do aço dos parafusos e dos perfis foram,

respetivamente, retirados da EN 1993-1-2:2004, e obtidos de estudos da literatura (Ranawaka, 2006). Note-se que os autores optaram por utilizar os factores de redução para a tensão de cedência do aço dos perfis os apresentados pela EN 1993-1-2:2004, uma vez que existe uma grande dispersão dos valores disponibilizados na literatura, como se pode visualizar no trabalho de Kankanamge e Mahendran (2011). Por outro lado, dado que a EN 1993-1-2:2004 não faz distinção entre os factores de redução para o módulo de elasticidade do aço em função da classe das secções, escolheu-se utilizar os valores obtidos nos estudos de Ranawaka (2006) por se tratar de valores intermédios dos disponibilizados na literatura e por corresponder aos resultados numéricos com melhor ajuste dos resultados experimentais das vigas.

As propriedades térmicas dos perfis de aço enformados a frio, consideradas no modelo numérico também foram iguais às preconizadas pela EN 1993-1-2:2004, exceto as da expansão térmica (Chen e Young, 2007). Note-se ainda que a massa volúmica e o coeficiente de Poisson do aço foram contabilizados com os respetivos valores de 7850 kg/m³ e 0,3 para qualquer nível de temperatura, e quanto às tensões residuais do material, não foi tido em conta qualquer influência no comportamento estrutural das vigas ao incêndio neste estudo. Salienta-se, porém, que a determinação da grandeza destas tensões é de elevada complexidade e a sua distribuição ao longo da espessura pode ser mesmo altamente não linear, visto que estas dependem do raio de enrolamento das chapas de aço nas respectivas bobinas, da espessura da chapa, da tensão de cedência do aço da chapa original (chapa antes de ser enrolada), do ângulo das dobras e da relação entre o raio da dobra e a espessura da chapa (Moen et al., 2008; Anis et al., 2012). Outro fenómeno também relevante que ainda ocorre no fabrico dos perfis de aço enformado a frio é o encruamento do aço, particularmente nas zonas das dobras da chapa (Chajes et al., 1963). Nestas regiões a tensão de cedência e a tensão resistente última do aço são aumentadas, enquanto a ductilidade do aço é reduzida relativamente ao do aço das chapas antes de enroladas. Ou seja, o endurecimento do aço é um efeito que tende a atenuar o das tensões residuais ou mesmo, em certas circunstâncias, a compensarem-se mutuamente. Além disso, a temperatura tende também a minorar o efeito das tensões residuais nos elementos estruturais (Ranawaka e Mahendran, 2010) e, por fim, quanto maior for a esbelteza do

elemento menor é a influência das tensões residuais, uma vez que o elemento tende a instabilizar ainda na fase elástica do material.



Figura 4 – Curvas tensão-extensão do aço dos componentes dos provetes

3.4 Condições de carregamento, de contorno e de contacto

O carregamento mecânico deste tipo de vigas foi efetuado por meio de duas cargas concentradas, localizadas a um terço do vão das vigas. Como se pode observar pela Figura 5, este carregamento foi efetuado sobre chapas rígidas, que estavam apenas apoiadas nas vigas, de modo a evitar a concentração de esforços na alma das vigas. Analogamente, nos apoios também foram utilizadas chapas rígidas. Estas chapas tinham uma espessura de 30 mm e um comprimento de 200 e 250 mm, respetivamente, na zona de aplicação de carga e nos apoios, tal como, as utilizadas nos ensaios experimentais. A carga aplicada correspondia a uma percentagem (30, 50 e 70%) do valor de cálculo da resistência à encurvadura lateral à temperatura ambiente, calculada de acordo com EN 1993-1-1:2004, EN 1993-1-3:2004 e EN 1993-1-5:2006.

A ação térmica foi modelada através da inserção de dois tipos de superfícies na envolvente da viga sujeito ao incêndio, nomeadamente, *film condition* e *radiation to ambiente* que traduzem respetivamente os fenómenos de transferência de calor por convecção e radiação. De salientar ainda que foi considerado o valor de 0,3 para a emissividade do aço, devido à superfície espelhante dos perfis de aço enformados a frio, adquirida pelo revestimento de zinco. E, em relação à emissividade da fonte de calor (resistências elétricas do forno) foi assumido o valor de 0,7 obtendo-se, assim, uma emissividade resultante de 0,20 (0,3 x 0,7). Como o aquecimento imposto às vigas seguiu de perto o desenvolvimento preconizado pela curva de incêndio padrão ISO 834

foi adotado o valor 25 W/m²K para o coeficiente de transferência de calor por convecção (EN 1993-1-2:2004).

No que diz respeito às condições de apoio, numa das chapas, onde as vigas foram apoiadas, restringiram-se todos os graus de liberdade de translação dos nós localizados na linha média da face inferior da chapa com direção perpendicular ao eixo longitudinal da viga, a fim de modelar um apoio duplo (fig. 5). Neste sentido, na outra chapa de apoio foi modelado um apoio simples, ou seja, todos os graus de liberdade dos nós da respetiva linha média da chapa, com exceção dos da direção longitudinal da viga, também foram restringidos. Note-se que estas duas linhas médias distavam uma da outra de 3 m, no caso da modelação das vigas ensaiadas pelos autores. Por fim, com o intuito de impedir a rotação lateral e a rotação segundo o eixo de menor inércia das vigas nos apoios, restringiram-se os graus de liberdade de translação com a direção do eixo de maior inércia da seção transversal da viga, nos nós das seções transversais localizadas nas extremidades dos apoios. O contacto entre as superfícies dos perfis das respetivas vigas foi modelado com um comportamento tangencial e normal do tipo *penalty*. No comportamento tangencial foi assumido um coeficiente de atrito entre os materiais de 0,2 e no normal foi admitido um comportamento duro (hard contact), ou seja, toda o esforço normal de compressão era transmitido integralmente entre ambos os materiais. Por outro lado, no contacto entre os parafusos e os perfis foi adotado um comportamento rough surface e hard contact, respetivamente, para o comportamento tangencial e normal.



Figura 5 – Modelo numérico utilizado na análise de elementos finitos: perspetiva (a), corte (b)

3.5 Método de análise

A análise numérica por elementos finitos foi assim realizada em três fases. Primeiro foi realizado uma análise de instabilidade elástica linear a fim de obter a configuração inicial da viga com imperfeições geométricas. Posteriormente, foi efetuada uma análise térmica para adquirir o desenvolvimento de temperaturas nas vigas ao longo do tempo, quando estas são submetidas a uma taxa de aquecimento igual à preconizada pela curva de incêndio padrão ISO 834. E, por último, foi feito uma análise estática não-linear das vigas de aço enformadas a frio com imperfeições iniciais e sujeitas simultaneamente à flexão e à ação térmica descrita anteriormente, com o parâmetro de não-linearidade geométrica ativado (*NLGEOM=ON), de forma a ter em conta o efeito dos grandes deslocamentos.

4 Validação do modelo numérico de elementos finitos

4.1 Deformação

A Figura 6 apresenta a evolução dos deslocamentos verticais das vigas ensaiadas em função do tempo obtidos quer nos ensaios experimentais quer na análise por elementos finitos (FEA). Pode-se assim observar que todas as curvas numéricas tiveram uma tendência muito semelhante às obtidas experimentalmente, em especial as curvas das vigas que apresentam menor resistência ao fogo. Como esta concordância foi muito boa, significa que o modelo numérico desenvolvido é possivelmente válido e preciso para prever o comportamento estrutural de vigas de aço enformadas a frio sujeitas à flexão, em situação de incêndio e com diferentes condições ou parâmetros que não avaliadas experimentalmente, assegurando assim resultados numéricos fiáveis. Dos gráficos a baixo, constata-se que o tempo crítico previsto pelo modelo desenvolvido foi respetivamente de 13,1; 14,9; 18,3 e 21,9 minutos para as vigas C, I-enrijecido, R e 2R (isto é, resistências ao fogo inferiores a R30, de acordo com a EN 13501-2:2008), correspondendo às seguintes temperaturas críticas de 666, 647, 652 e 706 °C. Note-se que estas temperaturas críticas foram respetivamente 7, 11, 6 e 3 % menores do que as medidas experimentalmente em média; indicando que os valores estimados estão do lado da segurança, mas também, não excessivamente.





4.2 Modos de instabilidade

Os modos de instabilidade obtidos através do programa avançado de elementos finitos Abaqus foram também bastante próximos aos observados nos ensaios (figs. 7 e 8). A modelação numérica aliada à análise experimental permitiu também uma melhor interpretação dos fenómenos reais que contribuíram para o colapso das vigas ensaiadas. Deste modo, a viga C instabilizou primeiro por encurvadura lateral-torsional e posteriormente por encurvadura local da alma na seção transversal a meio vão da viga. A viga I-enrijecido instabilizou também por encurvadura lateral-torsional e por encurvadura distorcional do banzo comprimido da viga (fig. 7). Por outro lado, a viga R instabilizou primeiro por encurvadura distorcional do banzo comprimido do perfil U da viga e em seguida simultaneamente por colapso da alma do perfil C e por encurvadura lateral-torsional (fig. 8). Finalmente, a viga 2R, tal como a viga R, instabilizou primeiro por encurvadura distorcional do banzo comprimido do perfil U e depois por encurvadura lateral-torsional e por encurvadura local na alma ao longo do comprimento do outro perfil U.



Figura 7 – Deformada da viga I-enrijecido após ensaio obtida da análise experimental (a) e numérica (b)



Figura 8 – Deformada da viga R após ensaio obtida da análise experimental (a) e numérica (b)

5 Análise de sensibilidade de importantes parâmetros

Após a validação do modelo numérico de elementos finitos desenvolvido, um estudo paramétrico foi realizado de modo a estudar o desempenho ao incêndio das vigas de aço enformadas a frio, variando diferentes parâmetros, nomeadamente, o nível de carga inicial aplicado nas vigas (*LL* ou $M_{b,fi,\theta,RD}/M_{b,Rd}$), o comprimento das vigas (esbelteza, \hat{X}) e a grandeza das imperfeições iniciais geométricas globais para as vigas C e I-enrijecido e das imperfeições de distorção para as vigas R e 2R. Note-se que na referência das seções (C-250-43-15-2.5, I-250-43-15-2.5, R-250-43-15-2.5 e 2R-250-43-15-2.5), o primeiro conjunto de carateres diz respeito ao tipo de viga e os números seguintes respetivamente à altura da seção transversal, à largura do banzo, ao comprimento do enrijecedor e à espessura do perfil C que faz parte da seção transversal da respetiva viga em estudo; ou seja, procurou-se analisar que efeito existiria na temperatura crítica das vigas variando aqueles parâmetros, mas mantendo as mesmas dimensões das seções transversais das vigas ensaiadas em laboratório (fig. 1).

Deste modo, (i) 30, 50 e 70 % do valor de cálculo da resistência à encurvadura lateral à temperatura ambiente das respetivas vigas foram utilizados para os diferentes níveis de carregamento inicial aplicado nas vigas, (ii) 2, 3, 4 e 5 m de comprimento de vão foram utilizados para variar a esbelteza das vigas, (iii) *L*/5000, *L*/1000 e *L*/200 foram usados como sendo as imperfeições iniciais geométricas globais máximas das vigas C e I-enrijecido e, por fim, (iv) 0,25 *t*, 1 *t* e 2 *t* foram empregues como sendo as imperfeições de distorção máximas das vigas R e 2R. Repare-se que o estudo da influência destas imperfeições foi efetuado para um vão de 4 m de comprimento (mais corrente em edifícios habitacionais e de escritórios) e que apenas foi avaliada a influência da grandeza da imperfeição que correspondeu ao principal modo de instabilidade das vigas.

Como resultados desta pesquisa, observou-se que a temperatura crítica diminuiu com o aumento da esbelteza, do nível de carregamento e das imperfeições geométricas iniciais (figs. 9 e 10). Contudo, pode-se aferir que o nível de carregamento foi, de longe, o parâmetro que mais afetou o comportamento estrutural das vigas. Por exemplo, quando o comprimento do vão da viga C aumentou de 2 (1.11 de esbelteza

normalizada) para 5 m (2.47 de esbelteza normalizada), a temperatura crítica diminuiu em 10 e 40% para 30 e 70% de nível de carregamento (fig. 9a), respetivamente. Contudo, no caso das vigas R, a temperatura crítica diminuiu ainda em cerca de 10 e 70% (fig. 9c), respetivamente.

Relativamente às imperfeições geométricas iniciais nos provetes, verificou-se que as vigas I-enrijecido foram as mais afetadas, chegando mesmo a perder quase 60% na temperatura crítica quando o nível de carregamento na respetiva viga era de 70% (fig. 10b). Por contraste, as vigas 2R foram a menos afetadas pelas imperfeições responsáveis pelo seu colapso (fig. 10d), podendo significar que a partir de um dado afastamento entre parafusos, este pode comprometer muito mais o comportamento à flexão das respetivas vigas do que a própria grandeza destas imperfeições.



Figura 9 – Temperaturas críticas das vigas C (a), I-enrijecido (b), R (c) e 2R (d) em função da esbelteza normalizada para diferentes níveis de carregamento



Figura 10 – Influência das imperfeições geométricas iniciais na temperatura crítica das vigas C (a), I-enrijecido (b), R (c) e 2R (d) para diferentes níveis de carregamento

6 Conclusões

No presente trabalho de pesquisa foi apresentado, analisado e avaliado o comportamento à flexão em situação de incêndio de vigas em aço enformadas a frio frequentemente utilizadas na construção metálica com este tipo de perfis. Deste modo, inicialmente os autores realizaram um conjunto de ensaios experimentais de flexão de quatro pontos a altas temperaturas, com o especial intuito de avaliar a temperatura crítica e os modos de instabilidade à flexão deste tipo de vigas. Posteriormente, desenvolveu-se e calibrou-se um modelo numérico de elementos finitos com recurso ao programa de elementos finitos Abaqus e com base nos resultados experimentais previamente obtidos. Neste sentido, procurou-se simular a resistência ao fogo deste tipo de vigas, mas com características diferentes das ensaiadas em laboratório, a fim de aumentar o espectro de conhecimento dos fenómenos que possam afetar o comportamento estrutural ao incêndio das vigas em aço enformadas a frio.

Esta pesquisa permitiu assim concluir fundamentalmente e como era de esperar que este tipo de vigas apresenta uma resistência ao fogo baixa (menor que 30 minutos) e que são muito suscetíveis a fenómenos de instabilidade global e distorcional. De salientar ainda, que os fenómenos de instabilidade global foram os principais responsáveis pelo colapso das vigas de seção aberta e que os fenómenos de instabilidade distorcional foram os das vigas de seção fechada.

Outra importantíssima conclusão a retirar deste estudo foi que quanto maior for o nível de carregamento e maior for a esbelteza normalizada para a encurvadura lateral, menor é a temperatura crítica das vigas. No entanto, para as vigas C e R quando o carregamento inicial correspondeu a 30% do valor de cálculo de encurvadura lateral à temperatura ambiente, a temperatura crítica praticamente se manteve nos 700°C para qualquer valor de esbelteza. Outra importante observação foi que as vigas de seção fechada (R e 2R) mostraram um melhor desempenho ao incêndio (maior resistência ao fogo) do que as vigas de seção aberta (C e I-enrijecido), apesar de na maioria dos casos a temperatura crítica das vigas de seção fechada terem sido inferiores às das vigas de seção aberta. Note-se que as vigas de seção fechada podem ter um aumento em cerca de 50 % na resistência ao fogo, comparativamente com as vigas de seção aberta com igual número de perfis.

Por fim, os resultados demostraram ainda a importância que é utilizar, no dimensionamento ao incêndio das respetivas vigas, imperfeições e cargas de serviço tão próximas quanto as que se poderão constar realmente neste tipo de edifícios aquando de uma possível situação de incêndio, uma vez que as imperfeições podem afetar a temperatura crítica dos elementos à flexão em 20 % e a carga de serviço em 70 %.

7 Agradecimentos

Os autores expressam seus agradecimentos à Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) do Ministério da Ciência e do Ensino Superior (MCES) de Portugal, no âmbito do projeto de pesquisa PTDC/ECM/116859/2010, pelo apoio financeiro prestado para o desenvolvimento desta pesquisa científica e pela bolsa de pós-Doutoramento SFRH/BPD/94037/2013 atribuída ao primeiro autor.

8 Referências bibliográficas

ABAQUS/CAE Standard User's Manual, version 6.10-1, Simulia Corp., USA, 2010.

ALVES, Maurício Coelho. Análise avançada de perfis formados a frio sob acção de incêndio. Tese de Doutoramento em Ciências em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 281 p., 2006.

ANIS, Assad; BJORK, Timo; HEINILLA, Sami. Prediction of residual stresses in cold formed corners. **Journal of Advanced Science and Engineering Research**, v. 2, no. 4, p. 252-264, 2012.

CHAJES, Alexandre; BRITVEC, S.J.; WINTER, George. Effect of cold-straining on structural sheet steels. **Journal of the Structural Division**, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, v. 89, no. ST2, p. 1-32, 1963.

CHEN, Ju; YOUNG, Ben. Experimental investigation of cold-formed steel material at elevated temperatures. **Thin-Walled Structures**, v. 45, p. 96-110, 2007.

CHU, Xiao-ting; YE, Zhi-ming; LI, Long-yuan; KETTLE, Roger. Local and distortional buckling of cold-formed zed-section beams under uniformly distributed transverse loads. **International Journal of Mechanical Sciences**, v. 48, p. 378-388, 2006.

DINIS, P. Borges; CAMOTIM, Dinar. Local/distortional mode interaction in cold-formed steel lipped channel beams. **Thin-Walled Structures**, v. 48, p. 771-785, 2010.

EN 1993-1-1, Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN, Bruxelas, 2004.

EN 1993-1-2, Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design, CEN, Bruxelas, 2004.

EN 1993-1-3, Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting, CEN, Bruxelas, 2004

EN 1993-1-5: Eurocode 3 - Design of steel structures, Part 1-5: Plated structural elements, European Committee for Standardisation, Brussels, Belgium, October, 2006.

EN 13501-2: Fire classification of construction products and buildings elements. Part 2:Classification using test data from fire resistance tests. European committee for standardization, Brussels, 2008.

FENG, M.; WANG, Yong Chang; DAVIES, J.M. A numerical imperfection sensitivity study of coldformed thin-walled tubular steel columns at uniform elevated temperatures. **Thin-Walled Structures**, v. 42, p. 533-555, 2004. ISO 834-1: Fire resistance tests – elements of building construction, Part 1: general requirements, International Organization for Standardization ISO 834, Geneva, Switzerland, 1999.

KAITILA, Olli. Imperfection sensitivity analysis of lipped channel columns at high temperatures. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 58, p. 333-351, 2002.

KANKANAMGE, Nirosha Dolamune. Structural behaviour and design of cold-formed steel beams at elevated temperatures. Dissertation for the degree of Doctor of Philosophy, School of Urban Developments, Queensland University of Tecnology, Brisbane, Queensland, Australia, 499 p., 2010.

KANKANAMGE, Nirosha Dolamune; MAHENDRAN, Mahen. Mechanical properties of coldformed steels at elevated temperatures. **Thin-Walled Structures**, v. 49, p. 26-44, 2011.

LAÍM, Luís; RODRIGUES, João Paulo Correia. Comportamento ao fogo de vigas em aço enformado a frio para pavilhões industriais. **1º Congresso Ibero-Latino-Americano em Segurança Contra Incêndio**, Natal, Brasil, v. 1, p. 53-62, 2011.

LAÍM, Luís; RODRIGUES, João Paulo Correia; SIMÕES da SILVA, Luís. Experimental and numerical analysis on the structural behaviour of cold-formed steel beams. **Thin-Walled Structures**, v. 72, p. 1-13, 2013.

LU, Wei; MÄKELÄINEN, Pentti; OUTINEN, Jyri. Numerical simulation of catenary action in cold-formed steel sheeting in fire. **Journal of Structural Mechanics**, v. 40, no. 3, p. 28-37, 2007.

MOEN, Cristopher; IGUSA, Takeru; SCHAFER, Benjamin William. Prediction of residual stresses and strains in cold-formed steel members. **Thin-Walled Structures**, v. 46, p. 1274-1289, 2008.

RANAWAKA, Thanuja. Distortional Buckling Behaviour of Cold-Formed Steel Compression Members at Elevated Temperatures. Thesis for the degree of Doctor of Philosophy, Queensland University of Technology, 2006.

RANAWAKA, Thanuja; MAHENDRAN, Mahen. Numerical modelling of light gauge cold-formed steel compression members subjected to distortional buckling at elevated temperatures. **Thin-Walled Structures**, v. 48, p. 334-344, 2010.

SCHAFER, Benjamin William; LI, Zhan; MOEN, Cristopher Dennis. Computational modeling of cold-formed steel. **Thin-Walled Structures**, v. 48, p. 752-762, 2010.

WANG, Haiming; ZHANG, Yaochun. Experimental and numerical investigation on cold-formed steel C-section flexural members. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, p. 1225-1235, 2009.

YU, Cheng; SCHAFER, Benjamin William. Local buckling tests on cold-formed steel beams. Journal of Structural Engineering, v. 129, no. 12, p. 1596-1606, 2003.

YU, Cheng; SCHAFER, Benjamin William. Simulation of cold-formed steel beams in local and distortional buckling with applications to the direct strength method. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 63, p. 581-590, 2007.